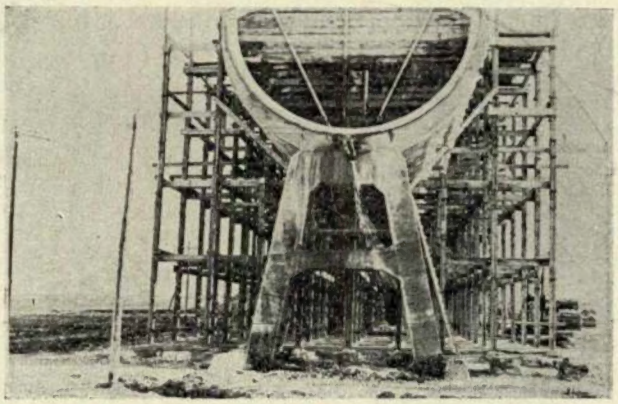
pal versó sobre la pretendida existencia de cargas tangenciales de un orden tal que agrietaria el hormigón en la zona delgada junto a los apoyos. Las reducidas cargas aun lo fueron más por un efecto de forma que dá una gran rigidez a la estructura, y es un factor de estabilidad más que previó la visión intuitiva genial del autor del proyecto cuyo efecto es el mismo observado en las presas bóveda de Moyle y Lanier, en la que a pesar de destruir el estribo una riada, no volcaron, por entrar en acción al efecto de teja, utilizada ya, como en Tardienta, conscientemente, por Coyne en la Presa de La Cére.

Según las pruebas mencionadas, para la carga máxima de agua, que excedió en 25 cm. a la máxima de nivel que el acueducto debe llevar, las flechas mayores representaban una fracción inferior a 1/1000 de la altura, y esta consecuencia, así como la pequeña discrepancia entre los puntos medios y los de epoyo, confirmaron plenamente la hipótesis de cálculo transversal independiente — del longitudinal, que hizo concebir la forma en sección como pieza contínua, de sección variable, con constancia de composición transversal.

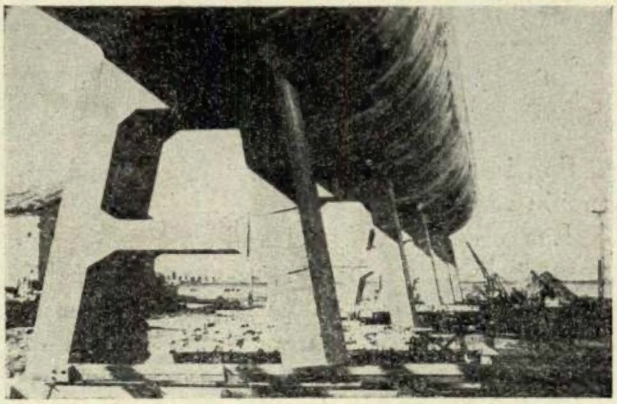
Pocas obras se habían ensayado con la atención que se prestó a esta, como consecuencia, según hemos dicho, de la expectación que producían sus concepciones estructurales, pero, los resultados conseguidos han tenido una diafanidad difícilmente alcanzada en la práctica.

La Composición de la cuba en forma de semicírculo en el intradós, se ha estudiado dando una ley de gruesos, que haga llevar mucha mayor inercia en la parte inferior, a fin de que la repartición de la reacción en cada apoyo, irradiando de éstos, lleve una clara división entre los esfuerzos longitudinales y transversales que permita calcular el semicilindro sin necesidad de adoptar hipótesis que sería necesario introducir al considerarle como mambrana delgada. En la construcción se cuidó especialmente del curado del hormigón, llegando a tener algún tramo hasta 15 días empapado en agua.

Interrumpida la construcción durante nuestra guerra, y en zona de operaciones, sufrió bastante el acueducto, por impactos de cañon, que perforaron (hasta 5), y mucho más por los que no lo hicieron y sometieron a violentas vibraciones la estructura. La feliz terminación de la obra, no obstante estas rudes y anormales pruebas es una demostración más de su excelente concepción. (Fotos 14, 15, 16).



Fot. 14. Acueducto de Tardienta — Sección eu un vano

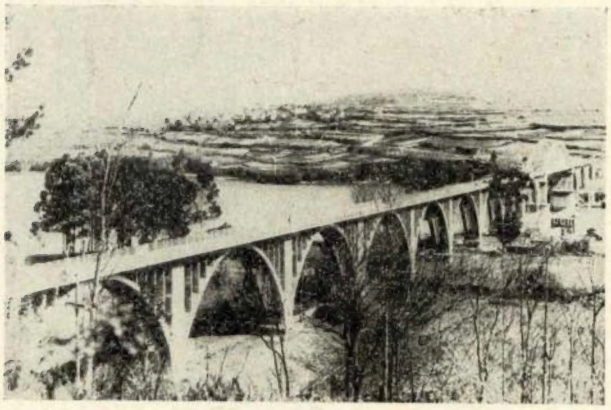


Fot. 15. Acueducto de Tardienta — Vista lateral, parcial

Fot. 16. Acueducto de Tardienta — Armaduras de la cuba

Puente del Pedrido:

Consta de 13 arcos de hormigón ligeramente armado, antes descritos, y situados 3 en la margen derecha, diez en la izquierda. Entre ambos grupos de arcos se sitúa el tramo principal, que salva el cauce de la ría navegable de Botanzos mediante una viga formada por un arco atirantado, de hormigón armado, de 75 metros de luz. La longitud total es de 544,98 metros. (Foto 17).



Fot. 17. Puente del Pedrido — Vista general

Son importantes los problemas de cimentación resueltos en esta obra.

Las pilas 3 a 11, situadas en zona arenosa de la playa, bajo la que se encontraba, en gran espesor una capa de fango muy fluído, se cimentaron mediante pilotes de hormigón construídos «in situ» por intubación directa con bulbo de base encanchada y uno o dos bulbos intermedios, número y volumen determinado directamente em cada caso por las pruebas de carga, ya que el pilote quedaba enclavado en zona de fango muy fluído. El número de pilotes fué de 24 por pila, ejecutándose 2.266,40 metros lineales de pilote con 11,8 m. de longitud media. Las pruebas dieron, como máximo, un hundimiento de 3 m/m sobre pilote de 8 metros con 150 toneladas de carga.

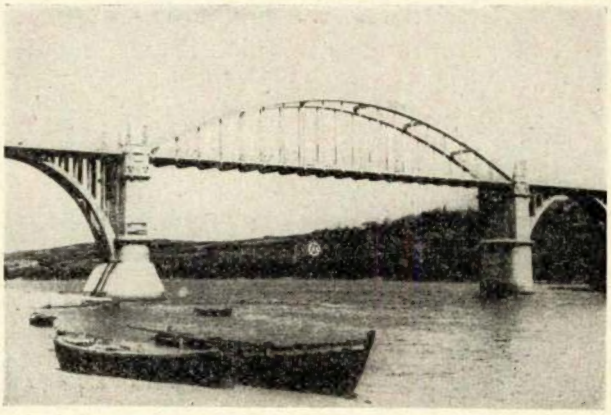
Para aprovechar la pila-estribo izquierda, ya construída en trabajos anteriores, apoyada a 15 metros de profundidad en zona frangosa y fluída, con roca a los cuatro metros, se realizó la consolidación mediante 60 pilotes-columnas, de 0,42 m. de diámetro apoyados en la roca y adosados a la pila mediante un macizo de hormigón unido a la pila por barras pasantes y por fricción.

El tramo central, que es el elemento más interesante de la obra, como hemos dicho es un arco atirantado, de hormigón armado, com dos articulaciones y tablero inferior suspendido mediante péndolas, con armadura rígida de montaje y es uno de los mayores del mundo, con los de Vittorio Cobianchi, em Itália de 70 metros, el puente sobre el Kinzig en Kehl (Alemania), con 80 metros; el de Lucien Saint em Túnez, con 92 (record mundial) y el de Neuville-Sur-Oise en Francia, con 82,20 m.

Está constituído el arco por dos nervios de canto variable entre 1,10 m en arranques y 1,70 m en clave, con ancho uniforme de 1,20 metros (Foto 18).

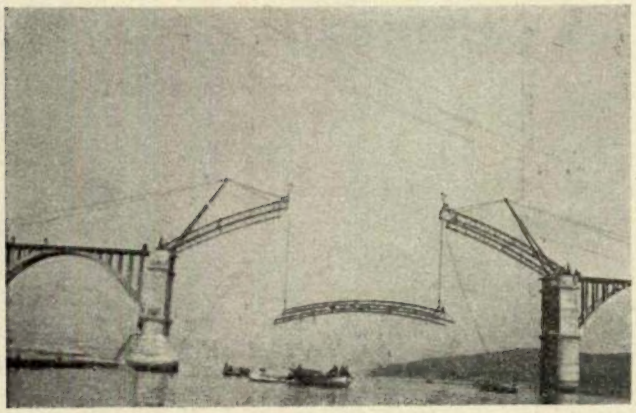
Se proyectó este tramo sobre la ría a 34 metros de altura, caso no corriente en arcos atirantados que suelen emplearse para escasas alturas de rasante, para dejar todo el espacio entre pilas-estribos livre a la navegación, lo que no se hubiese conseguido con un arco de tablero superior.

El montaje, realizado sin interrumpir la navegación, se efectuó mediante armadura de perfiles laminados, soldada electricamente y montada en tres partes: los tercios laterales, construídos sobre los arcos laterales se colgaron, y el tercio central se

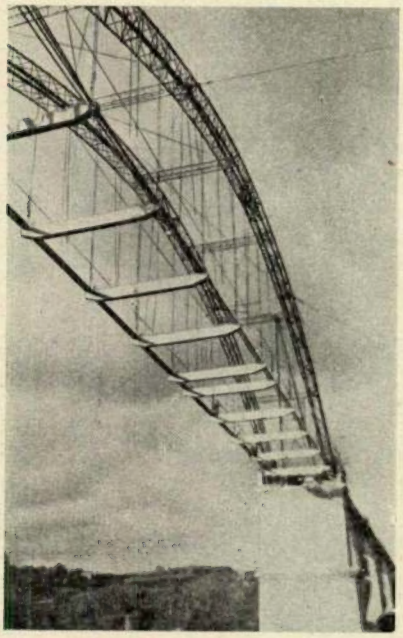


Fot. 18. Puente de Pedrido — Tramo central — Arco atirantado de 75 m. de luz

construyó en la orilla, se llevó en barcazas y se elevó mediante cabrias colocadas en los extremos de los otros trozos, se colocó un tirante provisional de cables, se colgaron las péndolas, piezas del tirante (hierros cuadrados soldados) y se colgaron las viguetas, hormigonadas en taller y dispuestas para recibir el encofrado del forjado (Fotos 19 y 20).



Fot. 19. Puente del Pedrido — Montaje de la armadura soldada para auto-cimbra del arco central



Fot. 20. Puente del Pedrido — Una fase de la construcción del tramo central

El hormigonado del arco se hizo por tres roscas, cada una de las cuales se descompone en una serie de dovelas con orden de hormigonado establecido para reducir a un mínimo los esfuerzos principales. Durante el hormigonado del arco, éste conserva una articulación excentríca en clave, a 0,30 m por debajo del eje, que ya tiene la armadura de montaje y que se suprime al acabar el hormigonado de todo el puente. La regulación, en vez de efectuarse sobre el tirante, como en el procedimiento de Dischinger o el de Brenes, se realizó sobre los manguitos de las péndolas, antes de hormigonarlas.

Viaducto del Esla:

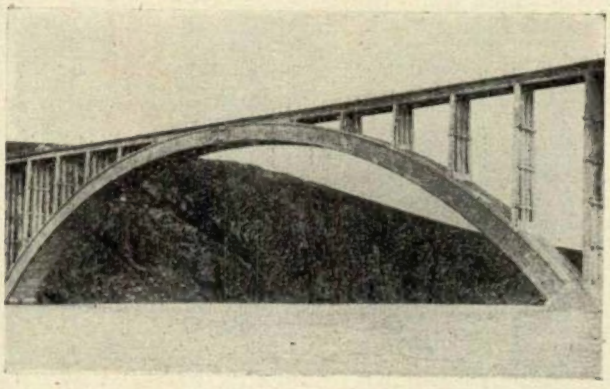
Es la obra de puentes más importante construída em España, hasta la fecha, y actualmente por su luz, el segundo arco de hormigón del mundo, ya que los mayores actualmente son:

Obra	Fecha de terminación	Luz libre	Luz teórica	Flecha
Plougastel.	1930	172,60	186,40	35,30
Traneberg.	1934	178,50	181,00	27,00
Esla.....	1942	192,40	209,84	62,40
Sandö	1942	247,00	264,00	46,00

(Foto 21)

Por sus esbelteces transversales (relación del ancho del tablero o bóveda a la luz) tiene actualmente el Esla el primer lugar en el mundo (Foto 22):

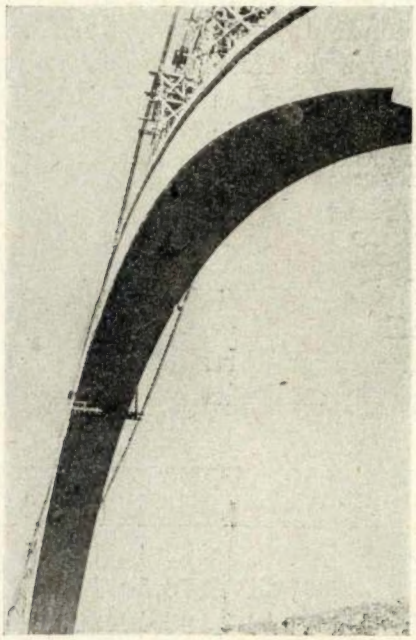
Obra	Ancho tablero	Porcentaje	Ancho bóveda	Porcentaje
Esla.....	8,70	**4,15**	7,934	3,78
Plougastel.	8,00	4,29	9,500	5,10
Traneberg.	27,50	15,19	18,00	9,94
Sandö	12,00	4,55	–	–



Fot. 21. Viaducto del Esla — Arco de 210 m. de luz

El viaducto es para doble vía de ancho normal español.

El ancho del arco en clave es de 7,90 m y de 4,50 m de altura, aligerada ou bóveda



Fot. 22. — Viaducto del Esla — Intradós del arco de 210 m. Se aprecia la esbeltez de la bóveda

por tres huecos longitudinales. Las armaduras del arco han sido previstas para contrarrestar las esfuerzos secundarios exclusivamente. El arco arranca de unos salmeres que corresponden a la zona inundable del embalse de los saltos del Esla. Los tímpanos del arco principal comprenden — dos partes distintas: una central de 31,80 m que está formada por prolongación de las vigas del 2.° trozo sin armar y dicho 2.° trozo de vanos de 12,50 m, sobre palizadas apoyadas en el arco principal.

Encuadran el arco principal los viaductos de acceso coustituídos por 5 arcos de medio punto de 22 m de luz y 2 tramos rectos de 7,60 m, para el viaducto de entrada, lado Zamora; y de tres arcos, también de 22 m con otros dos tramos de 7,60 para el viaducto de salida.

Viaductos de acceso: Los tímpanos de los arcos de acceso están formados por motantes que soportan las vigas-largueros, enlazados rígidamente, con piezas, de 9,50 m de altura, situadas en la vertical de las pilas, y apoyando mediante articulación, en los montantes de 2,10 m y por simple apoyo, con placa de deslizamiento en el trasdós de clave. Se independiza de este modo en absoluto el funcionamiento estructural tablero-tímpanos y arco.

Las pilas varían en altura, de 9,70 metros, a 38,70 m hasta arranque de bóvedas o sea 24,70 a *53,70 m* hasta rasante. Estas pilas son de hormigón de 200 kg, sin armaduras, con paramento de sillarejo artificial, que evitó andamios y encofrados, y son huecas.

Los arcos, con 1,20 m de espesor en clave, de hormigón de 350 kg y armadura mixta, laminada para construcción y complementaria de redondos, en poca cuantía ambas.

Arco principal: El arco principal tiene por fibra media una parábola de 4° grado, tiene 7,90 m de ancho en clave y 4,50 m de altura.

Las armaduras del arco ascienden a 570 toneladas, previstas especialmente, las de redondos, para los esfuerzos producidos por la acción del viento, muy importantes en arcos poco rebajados y esbeltos las térmicas langitudinales y transversales y los laminados para la auto-cimbra de montaje.

El montaje del arco principal se proponía en un principio mediante cimbra de madera apoyada en castilletes, pero éstos no pudieron construirse porque, una vez terminada la presa del Esla y embalsadas las aguas, se tenían profuudidades de 60 metros, y entonces se construyó la cimbra de madera colgada de tres grupos de cables.

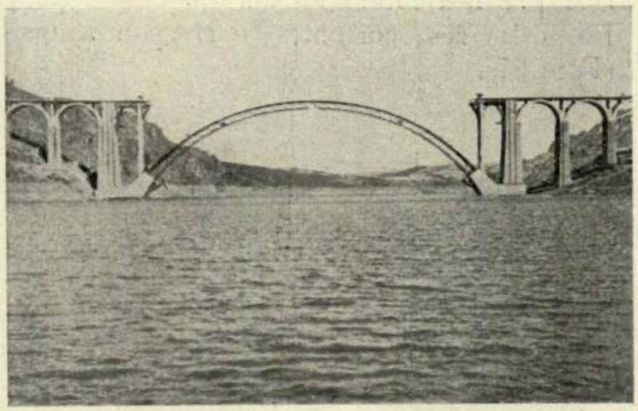
Dificultades en la adquisición de madera homogénea, las deformaciones producidas por los fuertes vientos superando a veces los 180 Km-hora, que hacía en estas condiciones fácil la tendencia al vuelco de la cimbra, resultando difícil mantenerla con la precisión necesaria durante el hormigonado, aconsejaron otro sistema de construcción de gran originalidad y que ha de permitir la ejecución de arcos aun mayores con gran seguridad (Foto 23).

En efecto, el empleo de las cimbras de madera, especialmente com clavazón, puede decirse que ha alcando su límite en el puente de Plougastel más que por la resis-

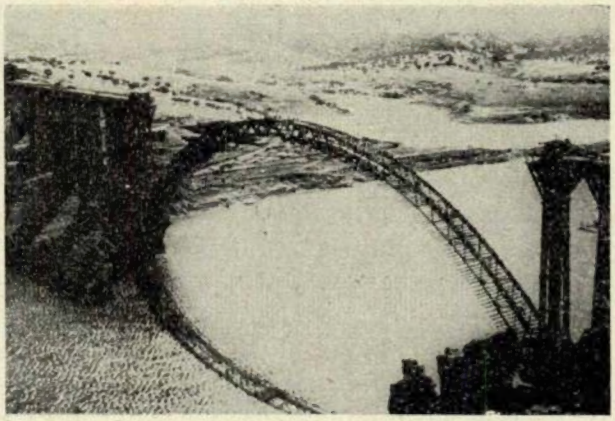
Fot. 23. Viaducto del Esla — Montaje de la pasarela del arco central

tencia de la madera, por la indeformabilidad; el empleo de autocimbras metálicas análogas a las del Esla, y su plan de hormigonado, es un camino a seguir. De persistir en el empleo de cimbras de madera para grandes arcos se deberá suprimir desde luego el empleo de claves, una de las causas del hundimiento de la del puente Sandö según el prof. Mörsch, y estudiar la utilización de la madera tratada con resina sintética, como ya se hace en aviación, que aumenta la densidad y resistencia, dá estabilidad de volumen y disminuye la capacidad higroscópica.

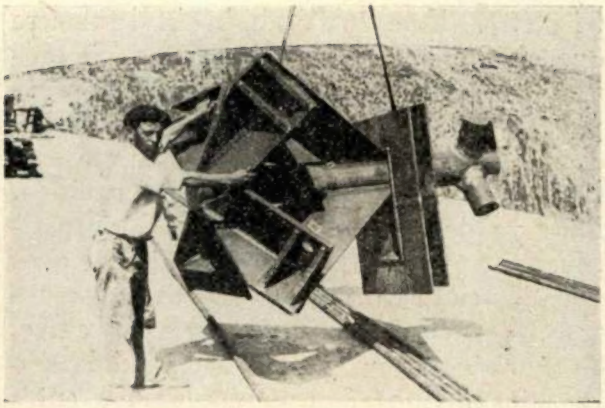
La cercha metálica empleada está constituída por dos cuchilles arriostrados entre si, tanto superior como inferiormente, por medio de montantes y cruces de San Andrés y cada cuchillo queda constituído por las dos cabezas unidas por diagonales, en la forma acostumbrada de una viga Warren. La estructura es soldada eléctricamente y el montaje se realizó por elementos separados por triángulos transportados a su posición definitiva y formando allí solamente grupos de 4 elementos triangulares con unos 23 metros de longitud, dejándoles colgados mediante pendolones de los cables de suspensión, para no hacer la soldadura definitiva hasta tener todos ellos dispuestos en su posición definitiva y corregir la directriz (Fotos 24 e 25). La rigidez transversal de la ligerísima cercha (500 kgs de peso por metro) se logró mediante cables de arriostramiento que mantuvieron fijos en el espacio 2 puntos de la cercha, a 39 metros de los arranques, o sea separados entre sí 94 metros (Foto 26). Cada botón de amarre quedaba fijo en el espacio por cuatro tensores, y como es interesante, por las ulteriores aplicaciones posibles, detallamos algo el procedimiento de construcción de este sistema. Construída la chercha metálica, libre ya de los pendolores, quedó constituyendo un arco de tres articulaciones situadas en la cabeza superior de la estructura, dos en arranques y uno en clave. Se hormigonaron, primero los núcleos o espacios que quedan comprendidos entre los perfiles de la cabeza superior de cada cuchillo para aumentar su resistencia a la compresión y asegurarlos contra el pandeo, se hormigonaron después, en toda altura, los núcleos de la cabeza superior (Cordónl),



Fot. 24. Viaducto del Esla — Auto-cimbra de 175 m., dispuesta para el hormigonado

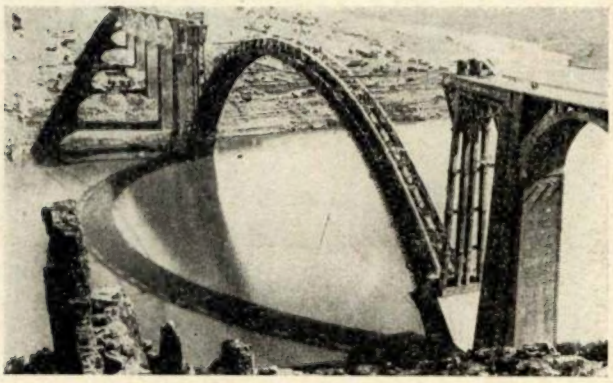


Fot. 25. Viaducto del Esla — Auto-cimbra de 175 m., con el cordón O hormigonado



Fot. 26. Viaduto del Esla — Vista del botón de amarre de la auto-cimbra, antes de su montaje

por dovelas de 3,50 m y juntas de 0,10 m, hormigonados en cierto orden para no producir tensiones excesivas en las cabezas, por flexión, ni en las diagonales por los esfuerzos cortantes correspondientes (Foto 27).



Fot. 27. Viaducto del Esla — Hormigonado del arco central — Cordones 1 y 2

Una vez hormigonados estos dos cordones superiores, la resistencia de la cabeza superior de la cimbra quedaba muy aumentada y era ya posible hacer, en análoga forma el hormigonado de las dos cabezas inferiores, pero, al terminar este hormigonado, como la cabeza inferior quedaba sin trabajo en el primer momento, el de la cabeza superior era demasiado fuerte para poder continuar vertiendo hormigón, y sobrecargarla aún más Para evitarlo, se introdujeron gatos hidráulicos en arranques y clave, en la cabeza inferior, con objeto de provocar en ésta una compresión de unas 150 toneladas por cuchillo, repartiendo así los esfuerzos y una vez realizado ésto y enclavadas con hormigón las juntas de colocación de gatos, se obtenía una robusta cercha para soportar las cargas correspondientes al hormigonado de la cabeza inferior entre ambos cuchillos y después las partes laterales, quedando ya la zona inferior totalmente hormigonado. (Foto 28).

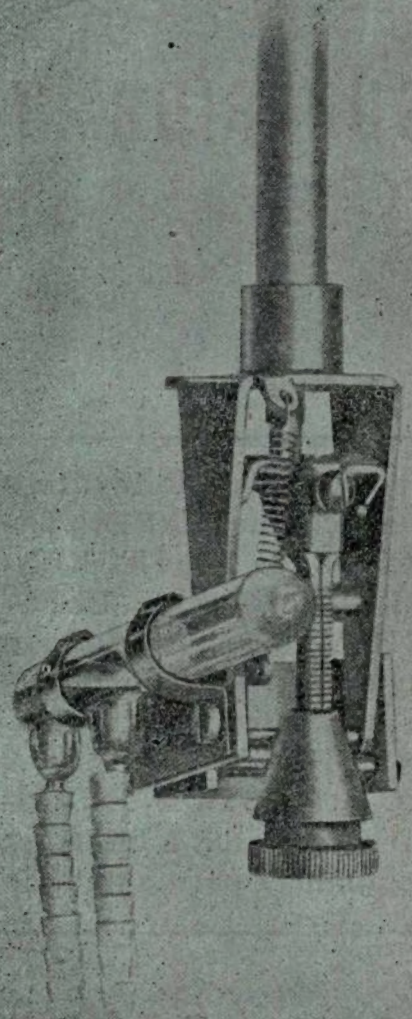
En la misma forma se hormigonaron luego los 4 tabiques, y por último, los elementos de la cabeza superior hasta completar el arco. Por último, se introdujo una nueva compresión en clave para igualar nuevamente las compresiones. (Foto 29)

Se dió especial importancia no solamente a los esfuerzos que tenían que sufrir todas y cada uno de los elementos durante el período de construcción, sino también las deformaciones y recorridos que se habían de producir.

Para ello se han tenido en cuenta los conocimientos actuales sobre el comportamiento elástico y plástico del hormigón; se consideraron, no solamente las deformaciones elásticas con los módulos de elasticidad correspondientes a las diferentes edades del hormigón, sino también las deformaciones lentas que tiene que sufrir cada cordón por efecto de la tensión a que se le somete en los diferentes períodos de la construcción, ya que estas deformaciones pueden alcanzar, como es sabido, valores relativamente im-

Fot. 28. Viaducto del Esla — Hormigonado del arco central

TERMOSTATOS



ING RICHARD
FONOVITS
KOMMANDITGESELLSCHAFT
WIEN
9 HERMANN GÖRINGPLATZ 10

OFICINAS E LABORATÓRIOS

DO

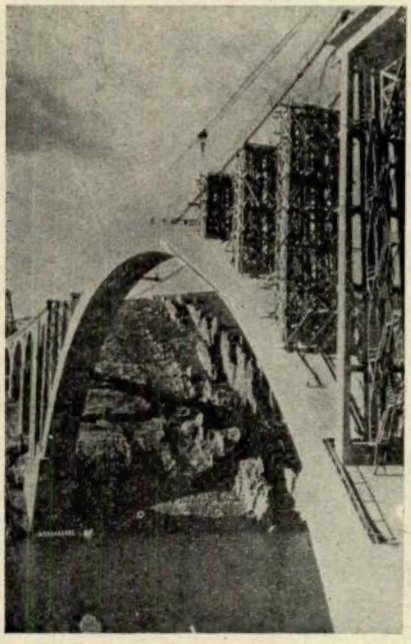
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDE, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO e de ELECTROTÉCNICA, fornecem todo o género de material escolar e de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público

Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

portantes, particularmente durante el período de construcción, en que los hormigones son jóvenes y tienen una deformabilidad mayor bajo la acción de las cargas.

Se estableció un plan completo para medida y vigilancia de movimientos y deformaciones del arco, valiéndose, para lo primero de una instalación de auscultadores



Fot. 29. Viaducto del Esla — Arco central hormigonado. Construcción de palizadas em los tímpanos

de deformación interna, de cuerda vibrante con sensibilidad de milésima de milímetro, otra mediante elongámetros de tipo mecánico, también introducidos en la masa del arco, para conseguir una duplicidad de lecturas, que permitiera eliminar errores casuales.

Para conocer el trabajo de los distintos elementos, que abarcaban zonas grandes de la estructura, produciendo recorridos apreciables, se efectuó su medida ótimamente por procedimientos geodésicos.

Por último completaba el sistema de comprobación, lo referente al laboratorio de ensayos en probetas, áridos y cemento.

Tal es, a grandes rasgos, la obra del Viaducto del Esla. En ella han puesto sus afanes y mayor cuidado el Excmo. Sr. Don. Alfonso Peña, que fué Ingeniero asesor, el malogrado autor del proyecto primitivo Don Francisco Martín Gil, Don Eduardo Torroja, Ingeniero asesor, Don António Salazar, Ingeniero encargado y el que tiene el honor de dirijiros la palabra.

Con esta obra alzanza España puesto preeminente en la construcción de grandes arcos y, lo que técnicamente tiene más valor, dá a conocer un sistema de ejecución que ha de alcanzar gran aplicación. El obtener records de luz tiene, a qué negarlo, su importancia, pero es mayor las enseñanzas que estas obras producen.

Plougastel dió lugar a la teoría de la capilaridad aplicada al hormigón. en el Esla al sistema de autocimbra ligera con hormigonados nucleares que acabamos de describir.

Y nada más, sólo me resta, para terminar, dar las gracias a totos los que han tenido la paciencia de escucharme e invitaros, muy cordialmente, a visitar aquellas obras que se citan en esta conferencia u otras que poseamos en España y que puede interesaros. Muy complacidos nos veríamos los Ingenieros españoles con estas visitas a las que desde aquí ofrezco para ello mi modesta compañía.

2.ª CONFERÊNCIA

LA SUSTITUCIÓN DE LOS TRAMOS METÁLICOS POR PUENTES DE HORMIGÓN EN LOS FERROCARRILES

A — *Introducion*

Expusimos en la conferencia que en el dia de ayer tuve el honor de dar, las ventajas y la tendencia casi exclusiva que en España, como en otras Naciones, existe hacia las construcciones de hormigón, empleando, dadas las circunstancias actuales, la menor cantidad posible de material metálico. Esta tendencia, universal, pues, con mayor o menor intensidad las mismas causas existen en todas partes y han de producir análogos efectos, se refleja, naturalmente, en las obras de ferrocarriles, donde se sostuvo largo tiempo la hegemonía del hierro. que fué desapareciendo poco a poco, por las ventajas de economía y duración que iba ofreciendo el hormigón, en masa o armado.

B — *Tendencias actuales en los puente de ferrocarril*

Los tramos metálicos son, en primer lugar, más sensibles a los constantes aumentos de la sobrecarga, que en los ferrocarriles adquieren rápidos incrementos. En España la Instrucción para el cálculo de Puentes metálicos, de redacción relativamente moderna, el año 1925, y considerada entonces de gran amplitud, acaso excesiva, según algunos, en sus hipótesis de cargas para ferrocarriles, va siendo alcanzada por las locomotoras modernas. El peso por eje de las locomotoras «Santa Fe» últimamente puestas en servicio, es de 21,5 tn. y el de la Instrucción 22 tn. por eje, y aunque según el profesor Chan las locomotoras han ido aumentando su potencia hasta llegar, hoy día, al doble de la que normalmente tenian en 1914 sin que haya aumentado en igual proporción el peso por eje, el gran incremento de este peso es evidente. Forzando más las sobrecargas e impactos, las dimensiones y pesos de los puentes metálicos necesarios al efecto van siendo francamente prohibitivas.

Además, los mayores gastos de conservación, prácticamente nulos en las obras de hormigón, y que pueden, como mínimo, estimarse, para los metálicos entre el uno por ciento por reparaciones y el cinco por ciento para pintura, con la dificultad actual, especialmente en la adquisición de productos a base de minio y linaza, son nuevos factores contra las soluciones metálicas. Pero lo que constituye acaso el mayor inconveniente de éstas es el envejecimiento de los materiales metálicos mientras que las fábricas de hormigón, bien construidas y cientificamente estudiadas, ganan en resistencia con el tiempo.

Comparando los pesos de acero por metro lineal de los puentes en arco y los de tramos de hormigón armado con los metálicos, para las actuales sobrecargas, según el gráfico n.º 1, obtenido de numerosas obras de ferrocarril recientemente construídas, (1) vemos que la cantidad de acero empleada para los puentes metálicos, calculados con arreglo a

(1) Duduciendo, estos y otros datos y gráficos que exponemos en esta primera parte, de los trabajos del Ingeniero D. Luis Muzquiz.

la vigente Instrucción Española, es muy superior a la requerida para los tramos, y que en éstos es siempre mayor que en los arcos. Por el contrario, como el peso propio por metro lineal de puente es mucho menor en los puentes metálicos que en los de hormigón, la masa relativa, es decir, la relación entre el peso propio y la sobrecarga es mucho mayor en los tramos de hormigón que en los metálicos, lo caul es una ventaja tratándose de puentes de ferrocarril por los que han de circular siempre grandes sobrecargas. En los puentes en arco esta ventaja es aún mayor, especialmente si se trata de arcos con tímpanos macizos o de aligeramientos poco estilizados.

Y aun existen otras ventajas, además de las enumeradas, en favor de la solución de hormigón, tales como la uniformidad en el asiento de la vía sobre balasto, e otras muchas.

Por estas razones, cuando al terminar la Guerra de Liberación en España, nos encontramos con gran número de puentes destruidos y otros muchos insuficientes para el paso de las locomotoras modernas y fué, por ello, preciso construir o substituir, en poco tiempo, numerosos puentes de ferrocarril, el reconocimiento de las circunstancias antes expuestas y la escasez y la dificultad de adquisición de materiales metálicos, determinó el empleo, en la mayoría de los casos, de soluciones de hormigón, prescindiendo casi en absoluto de las metálicas.

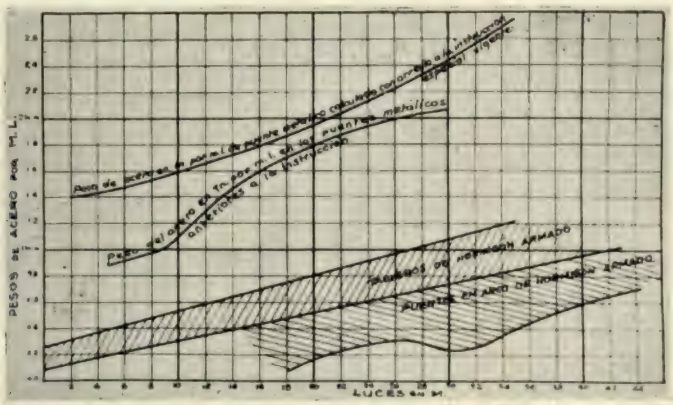


Fig. 1

C — *Elección de tipos de tramos de hormigón*

Vamos a continuación, especialmente, a dar una idea de los trabajos realizados por la Red Nacional de Ferrocarriles Españoles (R. E. N. F. E.) a este respecto, después de la terminación de la guerra, comparación de las ventajas e inconvenientes de unas a otras soluciones posibles y a señalar los criterios que pueden influír en la adopción más conveniente de uno a otro tipo de obra. Son dichos tipos, las losas, los tramos rectos, independientes o contínuos, y los arcos.

La eleccióu entre uno y otro tipo de tramo para ferrocarril está sujeta como primera condición a la luz a salvar, dividimos pues esta exposición en lo referente a puentes de pequeñas luces, que pueden salvarse con losas o tramos; luego, en luces mayores, compararemos las soluciones de tramos isostáticos con las de tramos contínuos, de los tramos con reacción vertical y los arcos y, por último los distintos tipos de puentes en arco.

I — *Empleo de las losas de hormigón armado con intrados contínuo*

Si la altura de rasante de la via no puede elevarse sin disminuir el desagüe o la altura del camino, si se trata de un paso inferior, o la naturaleza del terreno de fundación no permite el volteo de pequenas bóvedas, es

ventajoso, para luces reducidas, el empleo de losas, ya que la diferencia de canto es de 18 a 20 cm. a favor de éstas. Por razones de encofrado es también conveniente el empleo de las losas sin nervadura, tanto por su menor superficie, absoluta como por metro cúbico de hormigón, sino por su mayor facilidad y rapidez de construcción.

Sin embargo el empleo de las losas no es indefinido. El peso del acero y el volumen de hormigón por metro lineal de puente aumenta más rápidamente en las losas sin nervios que en las nervadas, por lo cual, para luces superiores a 4 m., es muy raro el empleo de losas, para más de 6 m. de luz es francamente prohibitivo.

Hasta tres metros es indiscutible la supremacía de las losas, ya entre tres y cuatro metros si bien las losas nervadas exigen menores cantidades de acero y hormigón, en cambio su canto es mayor y requieren más encofrado. Como las diferencias no son muy grandes la elección de uno o otro tipo en estas márgenes de luces vendrá determinada por circunstancias locales o de desagüe.

El armado de losas con carriles, bastante utilizado en otro tiempo, es hoy totalmente inaceptable, dado el precio actual del acero, por otra parte no se aprovecha bien la sección del metal por estar su centro de gravedad muy separado del borde de la losa, disminuyendo así el canto útil.

II — *Losas nervadas*

Hemos visto que para luces superiores a 4 m. es casi siempre ventajoso el empleo de losas nervadas, por el ahorro de materiales y desde 6 m., en todo caso. Como limite superior no conviene, en general, pasar de 12 a 15 m. por aumentar excesivamente los materiales y el canto, recurriendo entonces a la subdivisión de luces, al empleo de otros sistemas de tramos de reacción vertical (vigas contínuas, Gerbert, arcos atirantados) o arcos en general.

En las sustituciones o construcciones nuevas en la Red Española se ha estudiado una colección de losas nervadas desde 3 a 15 m. de luz, con dos nervios de 0,50 a 0,60 m. de espesor y 0,55 a 1,65 m. de canto, con un peso total de acero de 645,292 kilogramos a 6.746,61 kilogramos y volúmenes de hormigón de 5,600 a 49,997 m³. que representan respectivamente 161,323/416,46 kg/longitud y 1,400/3,092 m³/longitud.

III — *Tramos contínuos*

Al pasar de 10 m. de luz, el tramo continuo adquiere predominio sobre el independiente en lo que afecta a un menor volumen de hormigón (fig. 2). La razón es bien

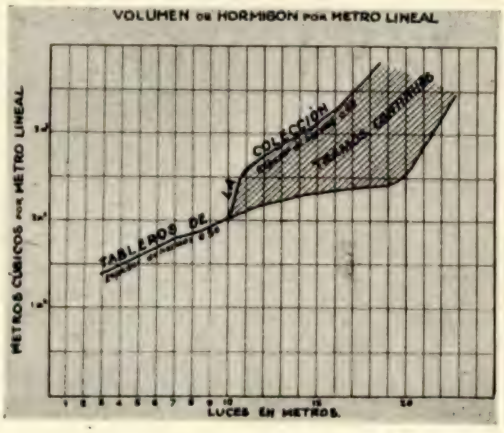


Fig. 2

sencilla ya que en aquellos los momentos flectores máximos se producen en los apoyos sobre los que se puede acartelar, mientras que en los tramos independientes, al tener lugar en el centro del vano, es prácticamente imposible construirlos con altura variable, diferencia que se acentúa al aumentar las luces, ya que para alojar los redondos que los elevados momentos positivos requieren en la zona inferior del centro de los vanos independientes es preciso aumentar la anchura de nervios y, por el contrario, en los tramos contínuos, como los máximos momentos son los negativos sobre apoyos, pueden alojarse los redondos en el tablero y obtener tervios poco anchos. El canto en el centro del vano es también siempre menor en los tramos contínuos que en los independientes, por iguales razones.

En lo que afecta a las armaduras, el peso del acero por metro lineal sigue, en los tramos independientes, una ley próxima-

mente lineal y es menor que en los contínuos debido a lá colocación de barras en las cartelas y al levantamiento de redondos por el cambio de signo de los momentos (fig. 3)

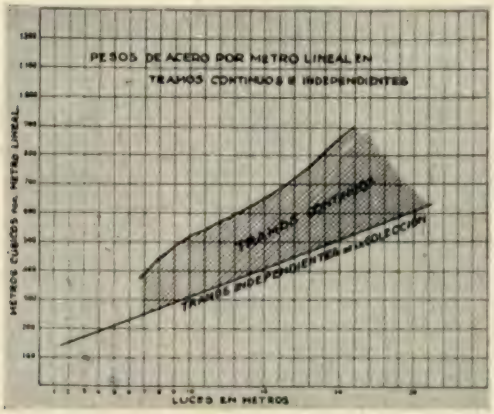


Fig. 3

Por lo que concierne a la construcción, es más complicada en los tramos contínuos por la distribución, doblado y colocación de armaduras.

En resumen, pueden concretarse las ventajas a favor de una u otra solución tramos independientes o contínuos, en las siguientes conclusiones:

Los tramos independientes son de más facil construcción en cuanto a colocación, distribución de armaduras y hormigonado, especialmente en los apoyos, el encofrado es más sencillo en los independientes, evitándose los acartelamientos de los contínuos; la superficie de encofrado por metro lineal, para luces inferiores a 15 m. es próximamente igual en ambas soluciones, pero en los contínuos se mantiene sensiblemente constante al crecer la luz, por la disminución de altura de las vigas en el centro del vano, en los independientes aumenta linealmente. En cambio la superficie de encofrado por m^3. de hormigón es próximamente la misma en ambas soluciones.

La cimentación tiene que ser más segura en los tramos contínuos, de no utilizar vigas contínuas articuladas, y esta circunstancia es de apreciar, ya que el ahorro que puede suponer el empleo de tramos contínuos puede venir compensado por las economias en la cimentación de los independientes.

Los tramos contínuos, de más elegante silueta, que puede ser factor decisivo en las proximidad de poblaciones, con la posiblidad de adaptarse mejor a la ley de momentos, sobre todo si los tramos extremos son de menos luz que los centrales, deben utilizarse, o por lo menos, ser estudiados comparativamente con los independientes, con especial detenimiento, si las luces a salvar pasan de 15 a 16 m.

Así tenemos en nuestras Redes Ferroviarias el caso, por ejemplo, del puente de Cervol en la línea de Valencia a Tarragona. En este puente, el volumen de hormigón por metro lineal es igual al que resultaría si todos los tramos fuesen independientes y de 13 m. de luz, a pesar de ser uno de los laterales de 16,03 m. y tener todos la misma altura. Otros ejemplos de vigas contínuas son los de los puentes de Las Caldas, en la línea de Venta de Baños a Santander, formadas por dos tramos de 21,20 m. y tres de 22,40 m. y el del Cardoner, en la línea de Zaragoza a Barcelona, com cinco tramos contínuos de 20,80 m.

No se han construído en nuestros ferrocarriles, soluciones con m'ensulas y vigas Gerber como los que estoy realizando para carreteras en el Besós (Barcelona), Fluviá en Báscara (Gerona), Arlanza en Lerma (Burgos), etc. Con ellos se obtendría la máxima reducción de hormigón, pues con las soluciones ménsulas se logra una gran esbeltez y disminución del canto, evitando al mismo tiempo, la hiperestaticidad que obliga a cimentaciones muy firmes. La causa de que no se hayan empleado hay que atribuirla a que, tratándose de puentes de ferrocarril que requieren gran masa, su empleo ha de hacerse con prudencia, ya que las uniones entre los tramos son siempre puntos débiles y las rótulas elementos de complicada y delicada construcción.

IV — *Otras estructuras de reaccion vertical*

Otros tipos de estructuras de hormigón con reacción vertical, como tramos rectos en celosía y arcos atirantados, son poco

empleados por las complicaciones de la construcción, necesidad en los últimos de dar tensión al tirante o péndolas, requerir más anchura de la plataforma más peso de acero, encofrado complicado, y, especialmente la existencia de puntos débiles en los nudos y a la menor masa y solidez de la estructura.

En España, los tramos rectos en celosía, de hormigón armado, fueron aplicados por vez primera por nuestro insigne maestro Zafra, en los de 26,40 m. de los ferrocarriles interurbanos de Málaga. En arcos atirantados para ferrocarril, no tenemos ninguno. Es notable el de Vittorio Cobianchi de 70 m. de luz, en Italia.

V — *Arcos*

Al comparar los pesos del acero por metro lineal de puente (fig. 4), cualquiera que

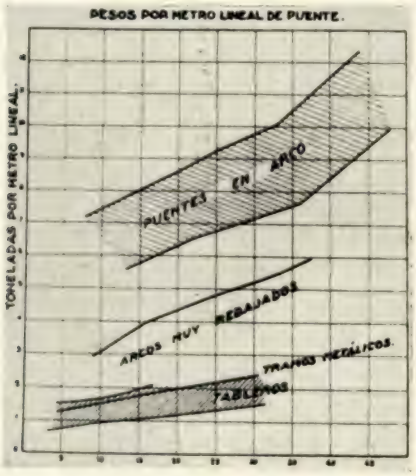


Fig. 4

sea la luz, se observa que el mínimo corresponde a los arcos y esto es hoy una ventaja importante a sua favor. En arcos poco rebajados puede suprimirse totalmente, construyéndolos de hormigón en masa, si se trata de pequeñas luces, y lo mismo en luces mayores empleando procedimientos especiales de construcción (corrección con gatos, métodos de las lesiones sistemáticas de Miozzi, articulaciones provisionales, etc.).

Pero, hay otras circunstancias que pueden influir en la elección. El volumen de hormigón es mayor que en los tramos, ya que solamente el empleado en las bóvedas es comparable al total de los tableros, y al volumen de la bóveda hay que añadir el de la estructura sobre ésta.

El aprovechamiento de apoyos existentes hace también preferible, en algunos casos, el empleo de tramos de reacción vertical, ya que en general las pilas no son lo bastante resistentes para soportar los empujes oblícuos de los arcos y el refuerzo de las pilas no suele resultar económico.

Por último, la distribución de luces puede hacer ventajoso el empleo de tramos respecto a los arcos. Los puentes de Tulivana, de 20 m. e de Argaunza de 26 permitieron por las facilidades de cimentación, la construcción económica de una pila intermedia y esta circunstancia hizo más aceptable el empleo de losas nervadas, ya que al disminuir la luz disminuyen notablemente pesos de acero y volumen de hormigón por metro lineal: En el primer caso, un arco de 20 m. requería un volumen de hormigón de 3,56 m^3 por metro lineal y un peso de acero de 178 kg/ml., la solución de tableros 3,80 y 510 respectivamente, y, dividiendo la luz, utilizando dos tableros de 9,50 m., 2,00 m^3 y 292 kg. respectivamente. En el segundo caso, un arco de 26 m. daba 4,37 m^3 de hormigón por metro lineal y 318 kg. de acero también por me ro lineal, un solo tablero 4,90 y 630 y dos de 11 metros 2,61 m^3 y 335 kg., respectivamente.

Otra limitación en el empleo de los arcos, la dá a veces el desagüe: Para los puentes de tablero superior, como son la mayoría de ferrocarril, es evidente que los tramos rectos tienen más capacidad de desagüe que los arcos. Por esta razón, si las circunstancias aconsejan el empleo de arcos, en muchos casos, se eleva la rasante o se proyectan arcos con tímpanos muy aligerados que no dificulten el desagüe. Pero, en general, si la altura de rasante es pequeña, es más conveniente el empleo de tramos de reacción vertical. Ejemplo, el puente del Cua en la línea de Galicia con 3,50 de altura sobre el cauce.

Salvo estos y otros casos semejantes, uno de los factores que más influyen en la adopción de los arcos es la influencia de la masa,

ya que la importancia de las sobrecargas y los esfuerzos dinámicos a que han de estar sometidos, aconsejan que se construyan con gran masa relativa y desde este punto de vista la solución en arco es la más apropiada, la cuantía de la masa es naturalmente aún mayor en los arcos sin armar y en los de tímpanos macizos, pero siempre considerable aún en arcos muy rebajados y de tímpanos muy aligerados.

La ventaje de que los puentes de ferrocarril se construyan con gran masa ha sido reconocida recientemente con motivo del informe de la Comisión encargada del fallo del concurso de proyecto para la construcción del puente del ferrocarril sobre el Rodeno y el Arve, en las cercanías de Ginebra, estimando de gran interés la adaptación de los puentes de hormigón en masa para ferrocarril al caso concreto que se considera. La Autoridad de jurado, era indiscutible. Se hallaba compuesto por técnicos tan pretigiosos como Ritter, Hübner, París, Eggemberg, Bühler, y otros.

El aumento de masa en los puentes en arco viene acrecentado si éstos son empotrados, como es lo general, ya que forman un todo monolítico con los apoyos que contribuyen al citado aumento, y por consiguiente, a la solidez y duración de la obra.

Por esta razón no son recomendables los puentes articulados, para su empleo en ferrocarriles, aún con sus ventajas propias, como son la isostaticidad, menor cimentación, menos volumen de hormigón y peso de armaduras etc.

En cuanto a duración, sabido es que es mayor en arcos que en tramos, muy rara vez en puentes de ferrocarril hay que reemplazar obras constituidas por arcos.

Si la altura sobre el cauce es grande, la solución de puentes en arco es indiscutible. Si el terreno de las laderas es suficientemente resistente para soportar con facilidad los empujes, suele ser conveniente la construcción de un gran arco com arcadas múltiples en los accesos si la forma de las laderas lo requiere. Es el caso, refiriéndonos a obras de recientísima construcción en España, de la sustitución del puente metálico del río Lor en la línea de Galicia por un arco de 43 m. de luz y 22 de flecha, el Viaducto de Villufre en la misma línea y especialmente el Viaducto del Esla con 210 m. de luz.

La influencia del coste de cimentación es otro factor que decidirá el empleo de arcos o tramos. El coste de aquella es, desde luego, muy variable con el tipo empleado, terreno, cauce, etc. Tratándose de cimentaciones por aire comprimido el volumen de los cajones suele ser del 34 al 41 por ciento del volumen total de hormigón para los arcos y del 56 al 60 para los tramos. Conviniendo, pues, tratándose de cimentaciones difíciles, reducir el número de apoyos, interesa entonces emplear arcos que permiten alcanzar luces mayores que los tramos, mientras que, por el contrario, serán preferibles los tramos si el terreno de cimentación no permite absorber empujes oblícuos o si hay posibilidad de aprovechar apoyos existentes.

En lo que se refiere a superficie de encofrado por metro lineal de puente es menor en bóveda que en tablero pero no ocurre así se tiene en cuenta la superficie de la estructura sobre la bóveda.

Adop ados los arcos, queda la elección del rebajamiento: los arcos poco rebajados exigen, naturalmente, menos espesor de bóveda y menos cantidad de acero y hormigón, requiriendo menores macizos de cimentación, no conviniendo que el rebajamiento exceda de 1/4, por crecer rápidamente la cuantía a partir de dicho valor. Unicamente en casos especiales habrá que construir arcos más rebajados, bien por circunstancias de rasantes o por la necesidad de salvar de un solo vano toda la luz, caso que puede presentarse si hay grandes dificultades de cimentación en el centro del río y las laderas pueden resistir el empuje de arcos rebajados, o se proyectan estribos adecuados.

VI — *Substitución de puentes metalicos por otros de hormigón, sin interrupcion des servicio.*

Las ventajes de los puentes de hormigón respecto a los metálicos, el aumento de sobrecargas y el envejecimiento del material especialmente, han motivado el caso cor-

riente de substitución de puentes metálicas por otros de hormigón, sin interrupción del servicio. Se realizan en España numerosas de estas substituciones, de las cuales vamos a reseñar algunas circunstancias.

Si la altura de rasante es suficiente, no se disminuyen excesivamente los desagües y no es difícil la cimentación, se han construído pilas intermedias para voltear bóvedas abriendo rozas en las pilas contíguas, tal es el caso del puente de Mumao en la línea de Galicia, en el de Penadola, etc.

Si la altura de rasante es muy pequeña, se han empleado tableros, ya que los arcos tendrían que ser muy rebajados o habría de multiplicarse en exceso el número de apoyos. Ejemplo, el puente n.º 2 del Cua. (Foto 5) En general en la sustitución de tramos metálicos de pequeña luz se emplean siempre los tableros para poder aprovechar las pilas y estribos antígüos sin necesidad de hacer rozas para los arcos. Estas debilitan la obra y complican la construcción, en cambio, si se proyectan tableros bastará, en la mayoría de los casos, elevar con gatos el tramo metálico que se va a substituir y construir debajo el de hormigón armado.

En los trabajos de sustitución, el empleo de armaduras rígidas de montaje, que para tramos rectos no tiene utilidad, pues se pueden colgar los encofrados del tramo metálico primitivo, sí la tiene para los arcos de mucha luz y gran altura de rasante, puesto que el montaje se facilita mucho cuando el puente nuevo se construye en el mismo sitio que el metálico lanzando y colocando las cerchas desde el puente antigüo y vertiendo el hormigón desde el mismo. No es obstáculo que los arriostramientos del puente metálico estorben la colocación de las armaduras rígidas y del encofrado que de las mismas se cuelga, pues pueden suprimirse, desviar o modificar algunas de las barras de arriostramiento, circulando los trenes con precaución.

En la sustitución de tramos metálicos por arcos, sin interrumpir la circulación, surgen diversos problemas, fáciles de resolver si la substitución es entre vias únicas y

Fot. 5. Puente del Cua, n.º 2 — Línea de Galicia. Sustitución de tramos metálicos de tablero inferior por tablero de hormigón armado

Fig. 6. Puente de Munao — Línea de Galicia. Sustitución de un puente matálico de tablero superior por arcos de hormigón

especialmente si el puente metálico antigüo es de tablero inferior (ejemplo puente de Munao linea de Galicia) (Foto 6) y lo mismo ocurre si el tablero es de piso superior, cuando el desagüe es excesivo y puede reducirse al construir el puente de hormigón. Si el puente metálico es de tablero superior y las vigas están suficientemente separadas, puede construirse la bóveda en el espacio entre cerchas, ejemplo el puente

Fot. 7. Puente de la Penadola — Río Sil. Sustitución de tramos metálicos de piso superior por arcos de hormigón. (Vista general del puente)

de la Penadola, los andenes se construyen después del desgüace del puente metálico. (Foto 7) (Foto 8).

Si la sustitución es de via única a via doble, el problema se complica. Pero si las

Fot. 8. Puente de la Penadola — Río Sil. Sustitución de tramos metálicos de piso superior por arcos de hormigón. (Detalle)

cerchas están muy separadas, puede procederse como en el caso anterior, constituyendo primero la parte de bóveda — comprendida entre vigas principales y después del desgüace ensanchar a la doble via, o bien dejar espacios para alojar las vigas y desguazar luego, rellenando al final.

Otras veces se construye el arco en toda su anchura, dejando los alijeramientos de cerchas sin hormigonar hasta el desguace, ejemplo el puente Lor. (Foto 9, 10, 11 e 12).

Fot. 9. Puente sobre el río Lor — Línea León-Corruña. (Vista general del puente metálico, antes de la sustitución)

Fot. 10. Puente del Lor — Construcción de las pilas de los accesos del nuevo puente de hormigón armado. Vía única a vía doble

Si el puente metálico es de un solo tramo, puede ser más conveniente correr éste hasta uno de los extremos del estribo, construir la mitad del puente de hormigón, desguazar el tramo metálico, y ejecutar, finalmente, la segunda mitad del puente nuevo, que es el caso del puente de Tulivana.

Fot. 11. Sustitución del puente metálico del río Lor por arcos de hormigón — Construcción del arco central de 43 m. de luz y 22 m. de flecha. Vía única a via doble

Fot. 12. Puente del Lor — Sustitución de tramos metálicos para vía única por un puente de hormigón para via doble

Por último, la sustitución de un puente de via doble por otro de via doble, si el primitivo tiene la viga central, no ofrece dificultad, pues se desguaza una de las vigas laterales con el piso correspondiente y se circula por el medio puente metálico restante, durante la construcción de la primera mitad del puente de hormigón, suprimese después totalmente el puente metálico, se circula por el de hormigón y se termina éste.

Pero si el puente metálico no tiene viga central, el problema es más complejo; pueden elevarse las vigas metálicas laterales y construir el nuevo puente debajo del antiguo; puede hormigonarse solamente la parte de bóveda comprendida entre las dos vigas principales formando un puente de via única, que se amplia después; puede colocarse una viga metálica intermedia auxiliar durante la construcción, para desguazar medio puente metálico o puede correrse el tramo lo indispensable para construir medio puente de hormigón, si bien esta solución no es aconsejable por requerir el apeo de una de las vigas del puente metálico.

D — *Arcadas multiples*

1 — Su empleo

Si la altura de rasante es grande, pueden proyectarse arcadas múltiples en vez de arcos, un reciente ejemplo lo tenemos en el Viaducto de Tres Fuentes, en la línea Zafra Huelva, cinco arcos de 28 m. de luz a 68 m. del cauce hasta rasante. Para que esta solución sea ventajosa respecto a los arcos de más luz, es preciso que las condiciones del terreno permitan multiplicar facilmente los macizos de cimentación. Si tienen que emplearse cajones de aire comprimido, o con agotamientos de cierta cuantía, en algunas pilas, es preferible salvar la depresión com uno o varios arcos de gran luz.

Las arcadas necesitan menos cantidad de acero que los arcos, e incluso pueden construirse totalmente de hormigón en masa si están convenientemente calculadas y dimensionadas con sus pilas y estribos, resultan bien estéticamente y permiten aprovechar, en algunos casos, las pilas antiguas, con más facilidad que si hubiesen de resistir el empuje de arcos de grandes luces. En cambio requieren un volumen mayor de hormigón, más superficie de encofrado (que puede evitarse en las pilas paramentán-

dolas con sillarejo artificial) y más mano de obra para su construcción.

2—Disposiciones constructivas

En general, las estructuras de arcos sobre pilas de gran altura han sido injustamente abandonadas en favor de los arcos de un solo vano, pero sin embargo, como acabamos de examinar, presentan las arcadas múltiples ventajas ciertas, si bien lo que ocurre es que estas ventajas no pueden aparecer si-no a consecuencia de un estudio completo y riguroso.

El método simplista de cálculo consistente en calcular los arcos de la estructura como empotrados sobre apoyos fijos y las pilas limitadas a resistir únicamente al vuelco, haciendo además abstracción del número de arcadas, conduce a proyectar bóvedas demasiado debiles y pilas excesivamente robustas, inconvenientes que son tanto más sensibles cuanto más elevadas son las sobrecargas móviles respecto al peso propio y a las cargas fijas, es decir, precisamente en el caso de arcadas múltiples para ferrocarriles y en las obras ligeras más modernas.

La repartición real de los esfuerzos entre los diversos elementos depende simultáneamente de la característica de los arcos, de las pilas, estribos y terreno de fundación. Haciendo variar ciertas de estas características, conservando fija la repartición de vanos se puede modificar el funcionamiento del sistema hiperestático supuesto y realizar así todo un conjunto de soluciones de resistencia equivalente, pero diferentes desde el punto de vista del aspecto y del coste, entre cuyas soluciones deberá elegirse la más conveniente. En esta gradación de soluciones, serán las extremas:

1.º — Bóvedas muy flexibles; triarticuladas, por ejemplo, sobre pilas muy rígidas, empotradas en su base.

2.º — Arcos relativamente muy rígidos sobre pilas articuladas en la base y coronación.

El estudio riguroso de las arcadas múltiples conduce a una serie de resultados prácticos para proyectar estas obras.

Partiendo de la hipótesis de sobrecarga en el vano central y considerando únicamente la sobrecarga en su acción sobre el arco directamente cargado, sobre las pilas adyacentes y sobre los vanos adyacentes, en casos de 3 y 5 vanos con pilas cortas y con pilas altas, los resultados prácticos son los siguientes:

Para el vano directamente cargado las cargas, comparadas con las del método simplista, crecen rápidamente con el número de arcadas. Con pilas cortas el aumento es muy rápido hasta las arcadas triples (67 %) y más lento al aumentar los vanos (71 % en las quíntuples). Con pilas altas las cargas crecen más rápidamente aún. Para arcadas quíntuples llegan al 119 %. La estabilización para arcadas de grado superior al tercero es mucho más lenta que con las pilas cortas. En resumen, el aumento del número de vanos influye menos que el de altura de pilas.

En lo que afecta a las pilas precisamente, con el método simplista los momentos a que éstas están sometidas aumentan con la altura de las pilas, la realidad es otra, para tres vanos con pilas altas la componente horizontal del empuje es absorbida en un 44 % por la bóveda adyacente que alivia a la pila en igual cantidad. Por otra parte el descenso del punto de paso de este empuje reduce igualmente el momento en la base de la pila. Los momentos efectivos en la base de las pilas para arcadas de 2.º a 5.º grado se reducen, con relación a los valores calculados por el método primitivo del 27,6 a 26,1 por ciento en pilas cortas y del 18,6 al 17,3 por ciento en las altas.

Sea cualquiera el grado de la arcada, el valor de los momentos efectivos en la base es siempre inferior al tercio (pilas cortas) o a un quinto (pilas altas) de los que se obtienen con el método primitivo.

La parte de la componente horizontal del empuje del vano cargado que es absorbida por la bóveda adyacente tiene por efecto aliviar a ésta de una parte de las cargas debidas a su carga permanente, por consiguiente, lejos de ser peligrosa esta acción es favorable a la estabilidad del arco adyacente.

Por último, los estudios experimentales

en arcadas múltiples demuestran que las rotaciones que experimentan las coronaciones de las pilas adyacentes al vano cargado son muy pequeñas, inferiores a las del método simplista. Puede, en consecuencia, admitirse, sin error sensible, que los extremos de las bóvedas y de las pilas se desplazan paralelamente a la línea que los une, resultando que un desplazamiento paralelo de los planos de apoyo de una bóveda actúa con una retracción o un descenso de temperatura. Por otra parte, los desplazamientos horizontales, decrecen muy rápidamente a partir de los tres vanos lo que permite admitir que los extremos de las bóvedas adyacentes a la cargada están fijos.

En resumen, con un estudio racional de las arcadas múltiples hay una extensa gamma que alcanza desde una bóveda única a diversos números de arcadas, y de arcadas relativamente flexibles soportadas por pilas rígidas a las bóvedas relativamente rígidas sobre pilas flexibles. En este campo es posible variar en extensos límites los diversos elementos que condicionan la solución más conveniente.

3 — Método de cálculo.

El método simplista, antes enunciado, era aceptable mientras que solamente se trataba de calcular obras de mampostería con sobrecargas móviles moderadas que eran una exigua parte de las totales. y conducía a pilas robustas en exceso y muy caras.

Con las obras modernas, y más si son de hormigón armado, en las cuales la esbeltez relativa aumenta constantemente, es indispensable acercarse más a la realidad.

El problema de las arcadas múltiples es estudiado actualmente de modo teórico y experimental.

El estudio teórico de las arcadas múltiples puede hacerse según dos grupos de métodos generales de cálculo; el primero basado en la elipse de elasticidad (método de Ritter) y el segundo en el cálculo de estructuras múltiples (método de Crossy el de las deformaciones angulares, método de Strassner).

Según Lossier, el método más sencillo es el de la elipse de elasticidad, de Ritter. En una arcada triple, por ejemplo, se calcula el vano central como un arco único sobre dos apoyos susceptibles de una cierta deformación igual a la del punto común del arco y de la pila contígua, se determina entonces sucesivamente la elipse de elasticidad de este punto común y la del extremo de la segunda bóveda. La operación se efectúa a los dos lados del vano central y el método permite tener en cuenta las deformaciones de los macizos de estribos y los asientos elásticos y plásticos del terreno de fundación.

El método de la elipse de elasticidad es aplicado, además, en toda su extensión, por Garnier y simplificado por Guidi al admitir que una arcada extrema puede considerarse reaccionando elásticamente el estribo, o sea de peso elástico no nulo, y el complejo constituído por la pila primera y el arco segundo, supuesta fija la imposta de la segunda pila. Para el arco segundo deberá considerarse como elásticamente actuante el conjunto formado por la pila primera y el arco primero y por la pila segunda y el arco tercero, considerardo en éste como fija la imposta de los arcos adyacentes.

Podemos pues, en este método, limitarnos a considerar la presencia del arco y de las pilas que inmediatamente le preceden y le siguen y mantener el arco a la izquierda del considerado, rígidamente fijo a su extremo izquierdo, el de la derecha, a su extremo derecho. Desde luego así se simplifica mucho el cálculo, muy laborioso en caso contrario. Es el método que utilizamos en las arcadas múltiples de los viaductos de acceso del Esla, que son tres arcos en la margen derecha y cinco en la izquierda, de 22 m. de luz, y 52 de altura máxima a rasante. Las pilas son de hormigón, sin armadura, huecas y con revestimiento de sillarejo artificial.

El otro grupo de métodos generales de cálculo se desarrolla considerando la estructura contínua integrada por arcos y pilares, como arcada múltiple y es, a nuestro juicio, es más racional.

Si recurrimos al método de Cross, las etapas del cálculo son, en resumen las siguientes:

Primero. — Determinación de los coefi-

cientes elásticos (rigideces y factores de transmisión) de los arcos, de las pilas y arcos considerados aisladamente.

Segundo. — Cálculo de los momentos de empotramiento perfecto en los arcos para las hipótesis de carga que vayan a considerarse.

Tercero. — Momentos de empotramiento local, en los arcos y en los pilares, para desplazamiento unidad.

Cuarto. — Análisis de la estructura, que en el caso general de carga asimétrica, se hace descomponiéndola en simétrica y antimétrica, con lo cual basta operar con la mitad de la estructura en los dos casos.

Quinto. — Resolución de la flexión directa (sin desplazamiento de nudos) en cada estructura virtual.

Sexto. — Estudio de los desplazamientos, que se hacen independientemente en las dos estructuras virtuales.

Septimo. — Ecuaciones de los desplazamientos, que se plantearán independientemente en cada una de las dos estructuras virtuales.

Se puede utilizar también, especialmente, el método de las deformaciones angulares. Como simplificación puede aceptarse que la influencia de la arcada múltiple alcanza solamente a tres vanos consecutivos y que el desplazamiento de una pila cualquiera (método simplificado de Strassner) es debido solamente al empuje horizontal de los arcos, pues los producidos por el momento flector son despreciables, comparados con los debidos a dicho empuje.

Tales son los métodos teóricos actuales para el cálculo de arcadas múltiples y su mayor o menor precisión, por lo cual, según los casos deberán aplicarse unos u otros.

El efecto desfavorable de la arcada múltiple sobre los arcos, se traduce en modificaciones de las líneas de influencia de los momentos en los arcos, pudiendo obtener momentos positivos en arranques muy superiores a los negativos que sirven ordinariamente para dimensionar la sección, y momentos negativos en clave, de igual o mayor importancia que los positivos, que son ordinariamente los más peligrosos.

Estudios experimentales

Problema tan complejo es objeto, en el campo experimental, de numerosos estudios. Citaremos, al afecto, cronológicamente, los realizados en el viaducto para doble via del ferrocarril en el Si ter, cerca de Sant-Gall (Suiza), atrevida ardada múltiple formada por seis arcos de 30 m. de luz, peraltados, con pilas de 4 m. de espesor en coronación y 63,50 m. de altura a la rasante. En esta experiencia se confirmó la validez del método de la elipse de elasticidad simplificado de Camilo Guidi, an es indicado.

Los actuales ensayos de Wilson, el profesor de la Universidad de Yllinois, y de o ros miembros del Comi é para los arcos de hormigón de la American Society of Civil Engineers son de gran interés, se efectúan en modelo reducido con el defórme ro de Berggs, y en puentes existentes. En lo que afecta a las arcadas múltiples, se refieren los experimentos a la validez de la teoría de la elasticidad en pórticos triples con pilas muy esbeltas, movimiento de las pilas durante la construcción de los arcos contínuos y la influencia de la variación de temperatura.

La extensión que ya alcanza esta conferencia me impide detallar éstos e otros interesantes estudios que se refieren a la arcada múltiple, por ello, cuando se imprima esta disertación se acompañará una nota bibliográfica del cálculo y experimentación de arcadas múltiples.

No obstante, estimamos suficiente lo indicado para dar una idea, si quiera sea de conjun o, de los trabajos realizados que permi en hoy resolver el problema de grandes viaductos. Este problema y el de la sustitución de los tramos metálicos de los ferrocarriles, ya cercanos a su límite de utilización, son hoy de vital interés para las redes ferroviarias de todos los paises. Y el interés de este asunto espero disculpe las faltas en la exposicion del mismo que terminaré enviando un cordial saludo a mis colegas portugueses y a cuantos han tenido la paciencia de escucharme.

Referencias bibliograficas del cálculo y experimentación de arcadas múltiples

PANETTI: «Contributo alla tratazione gráfica dell' arco contínuo su appoggi elastici. Memorie della Reale Accademia delle Scienze de Torino», vol. LI, 1901.

C. GUIDI: «L'ellisse di elasticità nella Scienze delle Construzioni», Turín, 1902.

S. GARNIER: «Y sistemi iperstátici calcolati col método del l'ellisse di elasticità», Milán, 1930.

A. GIANELLI: «L'ellisse di elasticitá di sistemi elastici complessi».

G. ALBENGA: «Lezioni di Ponti», vol. II y III, Turín, 1930.

H. NATER: «Belastungprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei Saint Gallen», en Die Bautechnik, 1928, pag. 696.

STRASSNER: «Der durchlaufende Bogen auf elastichen Stützen», Berlín, 1919.

TAGER: «Amerikanische Versuche an den Modellen von Bogenbrücken mit anfgeständerter Fahrbahn», Beton und Eisen, 1936.

FERNÁNDEZ CASADO: «Cálculo de estructuras reticulares», Madrid, 1940.

HRENNIKOFF: «Cálculo de la arcada múltiple», Transactions of Am S. S. E., 1936.

WILSON: «Experiencias de laboratorio en arcadas do tres vanos, con tablero y sin tablero», Boletines 269 y 270 de la Universidad de Yllinois.

SOTO BURGOS: «Análisis de estructuras contínuas», Madrid, 1942.

WILSON: «Tests of reinforced concrete arch bridges», Memorias de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras, vol. V, (1937/38).

MC-CULLOUGH: «Modern design and construction practice for Wide Span arches in U. S. A.», Memorias de la A. I. P. C., vol. 6.º, (1940/41).

MC-CULLOUGH: — TEAYER. «Elastic Arch Bridges».

H. LOSSIER: «Les viaducts en arcs a plusieurs travées solidaires», Circular técnica de «L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Public», serie I, n.º 3, 5 de Junio 1941.

VIADER: «Cálculo tabular de arcos empotrados», Madrid, 1943.

VIDA ESCOLAR E ASSOCIATIVA

Eng.º José Belard da Fonseca

Ao Sr. Eng.º José Belard da Fonseca, ilustre Director do nosso Instituto, foi oferecido no dia 5 do corrente mês, pelos finalistas de tôdas as especialidades um simples banquete com o fim de se renderem as felicitações e sinceros agradecimentos pelas atenções de que rodeou todos os alunos do Instituto e, em especial, os sextanistas.

A homenagem prestada não tinha como finalidade a retribuïção, por parte dos alunos, do grande número de gentilezas, facilidades e amizade sempre manifestadas por S. Ex.ª A nossa gratidão, cada vez mais ampliada pelas atenções de que temos sido alvo, é insusceptível de medida pelo que nunca teríamos possibilidades de a traduzir por actos de qualquer espécie.

Assim, sòmente quisemos vincar quão grande ficou sendo o nosso reconhecimento, e foi-nos particularmente agradável ver associarem-se a nós alguns professores e assistentes que, com a sua presença, mais ainda abrilhantaram a nossa idéia.

A nossa manifestação ficou bem sublinhada com as palavras proferidas pelo Presidente da Direcção da Associação dos Estudantes, António Pessoa Monteiro, seguidas da brilhante alocução do Sr. Dr. Marcelo Caetano em nome de todos os professores presentes.

A tam justa homenagem não podia a «Técnica» deixar de se associar, pelo que através destas linhas traduziremos em grande desejo de muitas felicidades e vontade que continue por bastante tempo no desempenho das suas actuais funções.

FISCALIZAÇÃO DE OBRAS PÚBLICAS

PELO ENG.º CIVIL (U. P.) HORÁCIO DE MOURA

Introdução:

Tenho tido a difícil missão de fiscalizar trabalhos de construção civil e por isso sei as dificuldades que encontrei e encontro para que o desempenho de tão ingrato papel resulte útil para quem me paga e equitativo para meu sossêgo. É muitas vezes o fiscal um engenheiro pouco experiente, um jovem acabado de deixar os bancos da escola, embora cheio de qualidades e vontade de acertar; o fiscalizado um engenheiro também, por isso competente, mas que alia aos seus conhecimentos teóricos, sempre aumentados com mais anos de estudo, uma longa prática de profissional.

A cena apresentada encontra-se muitas vezes nos teatros das empreitadas de Obras Públicas; se pensarmos que se trata de dois colegas, ambos engenheiros e portanto com grau de cultura suficiente para compreenderem as suas missões e colaborarem estreitamente de forma a resultar obra perfeita e sem atritos, bem está. Mas então a acção do fiscal perde o seu significado; o fiscal desempenhará perfeitamente o seu papel colaborando com o empreiteiro, neste caso seu colega, mas deverá seguir com tôda a consciência, as diversas operações e trabalhos que na obra são executados.

A Escola dá todos os elementos necessários e suficientes para que a acção dos seus diplomados possa exercer-se com eficiência durante a sua vida profissional.

Há porém que insistir em determinados pontos, que se prendem mais intensamente com a acção do engenheiro fiscal de construções civis, que êle deverá sempre ter presentes para mais fàcilmente exercer, com consciência técnica, a sua difícil missão. É necessário que essa missão não se limite ao insuficiente papel que faria qualquer mestre de obras; estou convencido que isso é mesmo antipático aos mais comodistas, que apesar de tudo gastaram o melhor da sua mocidade a seguir um longo e difícil curso e gostariam, com certeza, de aplicar na sua vida profissional a bagagem que receberam durante a senda escolar. É sempre desolador para um engenheiro vêr-se limitado a executar, durante tôda a sua vida, trabalhos de categoria inferior; desolador e incompatível com o nível científico da profissão. O campo de acção é limitado? Mesmo que assim seja, isso não é razão para que o engenheiro se encolha na casca dêsse limite; deverá adaptar-se à modéstia do trabalho, mas dentro dessa modéstia, fazê-lo com bases científicas, tentar mesmo desenvolvê-lo, dar-lhe moldes mais elevados, melhorá-lo.

Nem só a alta engenharia merece profissionais. Para as obras modestas também é necessário saber e competência profissional; e, felizmente, as nossas escolas superiores de engenharia preparam cuidadosamente os seus alunos, tão cuidadosamente que êles não terão mêdo de confronto com os seus colegas estrangeiros. Há nessas escolas ao lado de catedráticos competentíssimos, professores auxiliares e assistentes que, com a sua enorme boa vontade de saber, se elevam, elevando o nível do ensino e portanto o nível intelectual do país; estudam e preparam-se formidàvelmente, procurando, vendo, estudando tudo o que de mais recente se faz lá fora, para que aos seus alunos não seja vedado conhecê-lo. Trabalha-se a sério hoje nas escolas de engenharia portuguesa; o trabalho é escrupulosamente escolhido, prèviamente estudado e apresentado racionalmente, metòdicamente, inteligentemente. Passando se o que de facto se passa na escola, o aluno habitua-se ao seu ambiente científico, ao seu valor real, ao seu trabalho

sério e difícil. Quando sai, formado, sente (porque não dizê-lo com vaidade) que vale qualquer coisa. Ora se nesta fase se lhe mostra a vida profissional por prisma que continuasse por assim dizer a seriedade científica da vida escolar, o nóvel engenheiro estudará mais, fará por se desenvolver cada vez mais, procurará mais bases para alargar o seu saber, porque isso lhe é necessário para singrar na vida, para cumprir a sua obrigação quotidiana.

As dificuldades cresceriam, porque sempre crescem para quem as não teme e o nóvel engenheiro iria crescendo em competência para as resolver. A curiosidade natural, o resultado dos lances já percorridos e ânsia, que naturalmente apareceria, do aperfeiçoamento, completariam o quadro.

Vejamos agora o reverso da medalha: voltemos àquele ponto em que o nóvel engenheiro sai da escola cheio de vontade e cônscio do que aprendeu, cheio mesmo de ilusões e acompanhemos a sua desilusão quando pouco mais se lhe exige do que faça umas medições, um orçamento ou proceda a banal visita, de vez em quando, a alguma obra em curso; visita que êle fará como quiser e entender. Não se lhe dão normas, não se lhe exigem resultados, não se acompanha a sua acção, não se estimula a sua competência, nem se lhe dão, essencialmente, meios para isso. É normal e infelizmente assim; o que difere é excepção. De resto o engenheiro fiscal trabalha hoje como trabalhava há muitos anos; os métodos que adopta são os mesmos: verifica aproximadamente que se seguem as peças desenhadas do projecto em construção, observa se os trabalhos realizados lhe parecem bem executados e pouco mais poderá fazer. Raras vezes recorre ao laboratório oficial de ensaios de materiais e compreende-se, visto que a petição consecutiva de ensaios se tornava incompatível com o regular andamento dos trabalhos. Resulta assim que as condições especiais do caderno de encargos e muito especialmente a parte que se refere à natureza dos materiais, só muito grosseiramente se poderá verificar o seu cumprimento. Será querer adivinhar, quem pretenda conhecer a qualidade da maior parte dos materiais sòmente por simples e grosseira análise no depósito. É porém evidente que a acção do engenheiro como fiscal de obras públicas, acção eficiente, à altura da sua nobre profissão, não se poderá exercer sem os meios necessários. É evidente que por muito boa vontade que se tenha nunca o nosso papel, o nosso lápis, os nossos livros, a nossa régua de cálculo nos darão directamente resultados positivos sôbre um caso concreto, sôbre a natureza e características dum material que não encontramos assim em livro nenhum, começando por ter dúvidas em classificá-lo à simples vista; nunca aqueles companheiros de gabinete nos completarão a ajuda que necessitamos para satisfazer uma curiosidade que pode resultar numa investigação utilíssima, enfim.

Não penso exageros, embora alguns o vão julgar; mas dêsses não me interessa a opinião, derrotistas por seu próprio desleixo.

Nunca se rejeite uma idéia por sistema. É para mim quási um crime profissional, *fazer pouco* do novo que aparece com *idéias* e êste novo engloba todos os recém-formados, incluindo aqueles, agora mais velhos, mas que a sua preguiça atirou para um nível tal que são incapazes de fazer mais do que criticar vergonhosamente os «teóricos», cheios de vontade, desalentando-os e procurando mostrar-lhes o caminho que êles próprios, vergonhosamente, seguiram.

É muitas vezes decisivo na nossa vida profissional encontrar um Chefe, colega que se estima, amigo que se abraça, carácter que se imita; eu tenho felizmente a experiência. A missão do Chefe é das mais espinhosas, da mais formidável responsabilidade. Dêle depende, quási sempre, o destino dos seus subordinados, especialmente se êles não são munidos duma vontade vibrante que lhe permita afogar as desilusões de momento e continuar a remar contra a maré. Os lugares de comando, muito especialmente o comando dos novos intelectuais, deveriam ser rigorosamente seleccionados porque dêles dependem muitas vidas profissionais, muitos valores inaltecidos ou abandonados, muitos caracteres robustecidos ou estragados, dêles depende mesmo,

no final de contas, uma grande parte do equilíbrio nacional.

Trabalhar pois, mas trabalhar sem pôr em primeiro plano o interêsse pecuniário; trabalhar, mas trabalhar sem ritmos acelerados ou imponderados que dão ao labor um cunho irreflectido e inconsistente; trabalhar mas trabalhar com honestidade profissional, tendo a preocupação de realizar o trabalho da melhor forma que soubermos e pudermos, para nosso bem e a Bem da Nação; correr os embusteiros que tantas vezes pretendem encobrir com o nosso nome a sua ignorância e insensatez e isto quer se trate de amigo ou inimigo, parente ou desconhecido.

E assim procuraremos dar a nossa quota-parte para o deslizar da complicada máquina social, cumprindo a nossa obrigação como profissionais e como portugueses.

***

Seria pois necessário e útil estimular o «novo» que tem vontade de mostrar o que vale e que, realmente muitas vezes pode valer muito. Para isso seria necessário:

a) Fazer-lhe sentir que é sua obrigação realizar, a Bem da Nação.

b) Fornecer-lhe os meios indispensáveis para realizar.

Vamos tentar desenvolver estas duas alíneas, fugidiamente, pois teremos que tratar o assunto mais adiante, com algum pormenor. Para fazer sentir a um novo profissional que terá de realizar, não é difícil para a nossa matéria prima. De facto, à mocidade, os nossos rapazes, são o que melhor se pode exigir e desde que se encaminhem pelo exemplo, se estimulem e se lhe agradeça o esfôrço com amizade, êles irão até onde as suas fôrças os deixem. Portanto o estabelecimento de simples normas que formariam uma espécie de regulamento, tocando as obrigações de cada um, seria um princípio.

Em tôdas as Repartições Públicas dependentes dos vários Ministérios onde normalmente empregam a sua actividade os engenheiros, estabelecer-se-iam «períodos de aproveitamento» para os funcionários daquela designação, obrigação de que só se excluiriam os Directores de Serviços.

Cada período teria o decurso normal de um ano e os ditos funcionários, engenheiros seriam obrigados no final dos seus períodos de aproveitamento, portanto todos os anos, a elaborar um trabalho escrito, em que focariam o labor profissional durante o ano decorrido, os métodos usados, os resultados obtidos, as dificuldades maiores encontradas, as faltas notadas, etc., etc.

Êsse trabalho seria publicado nos «Boletins» privativos de cada Direcção Geral. É evidente que, como os boletins são mensais, os períodos de aproveitamento dos funcionário terminariam diversamente, de modo a, todos os meses, poderem inserir nas suas páginas alguns trabalhos desta natureza.

Para completar a eficiência dos «períodos de aproveitamento» os Directores de Serviços ou funcionários mais destacados dissertariam, se fôsse de sua livre vontade, em conferências públicas assistidas sempre pelo Director Geral, sôbre assuntos de serviço.

As vantagens que traria êste sistema são enormes; vou citar algumas:

1 — *O Ministro* poderia tomar contacto, pela leitura dos boletins das suas Direcções Gerais, com os diversos engenheiros, conhecendo-lhe directamente as aptidões, tendências, etc. Além disso ficaria a conhecer o seu método de trabalho e rigor dos resultados, podendo corrigir directrizes e acertar sistemas.

2 — *O Director Geral* pela leitura mensal do boletim da sua Direcção Geral tomaria contacto, intimamente com a competência profissional dos seus subordinados. Assim faria juízo seguro do seu valor, atribuiria a cada um trabalho conforme as suas tendências, enfim, encaminharia as Direcções de Serviço pelo conhecimento exacto dos seus componentes.

3 — *Os funcionários Engenheiros* seriam estimulados, estudariam para que cada vez mais o seu aproveitamento fôsse notado; além disso, comprando o boletim, adquiririam pela leitura dos artigos escritos pelos

seus colegas, conhecimentos que muito interessam a si próprios e ao serviço.

4 — *Todos os Engenheiros* estranhos à Direcção Geral de que se trate, ou mesmo sem serem funcionários, pela compra dos boletins pôr-se-iam em contacto com os mais diversos assuntos profissionais.

5 — *Todo o País* lucraria porque veria subir o nível intelectual no que respeita às novas camadas da engenharia Portuguesa.

***

Haveria neste sistema inconvenientes de maior? Eu não vejo nenhum. A existência dos «Boletins» é já um facto na maior parte das Direcções Gerais, de modo que isso não viria aumentar a despesa interna e a colaboração seria ótima. O funcionário teria um ano inteiro para escrever o seu artigo e por isso não roubaria horas ao seu serviço normal.

A venda dêstes Boletins seria muito mais intensa e portanto compensadora, visto que todos os funcionários encontrando nêles óptimas revistas de divulgação científica especial, os comprariam, não falando nos estranhos. Não vejo, com tôda a franqueza, qualquer inconveniente a não ser a oposição dos «não te rales»; é necessário contudo que êsses passem à actividade profissional, de facto, que para isso não lhes faltarão meios e os resultados obtidos vencerão a primeira inércia. E assim sentiríamos a obrigação de realizar.

Quanto ao segundo ponto indicado — os meios indispensáveis para realizar — a sua resolução seria ainda mais simples.

De facto o engenheiro, fiscal de Obras Públicas, vê-se e deseja-se para exercer a sua espinhosa missão. É pràticamente impossível, sem que haja de recorrer ao laboratório oficial de ensaios de materiais, reconhecer se as diversas condições do caderno de encargos se cumprem formalmente e portanto que a sua acção de fiscal é eficaz e benéfica. O constante envio de amostras ao laboratório oficial é incompatível com o andamento das obras e Deus nos livre se todos os engenheiros que as fiscalizam pedissem ao laboratório todos os ensaios de que precisam.

A dificuldade porém desapareceria instalando nas sedes das Direcções de Serviços pequenos laboratórios onde se executassem os ensaios mais freqüentes, úteis, mas da maior banalidade. É êste o problema que vou tratar a seguir.

Dividi-lo-ei em 3 partes distintas:

1.ª parte:

Materiais usados na construção civil

Esta parte conterá três capítulos referentes sucessivamente aos materiais principais ou essenciais, materiais aglomerantes ou de união e finalmente aos materiais auxiliares ou de interiores.

2.ª parte:

Pela mesma ordem apresentamos os ensaios essenciais a executar a-fim-de pôr em evidência as propriedades dos ditos materiais e assim se possa conscientemente exigir, após estudo prévio, o cumprimento das cláusulas respeitantes às condições técnicas especiais dos cadernos de encargos.

3.ª parte:

Nesta última parte trataremos do projecto dum pequeno laboratório de ensaios expeditos de materiais, compilaremos o que há regulamentado sôbre materiais de construção e tiraremos algumas conclusões.

1.ª PARTE

Materiais usados na construção civil

Poderemos acondicionar os materiais de construção em 3 grandes grupos, a saber:

I — Materiais principais
II — Materiais aglomerantes
III — Materiais auxiliares.

Os materiais do grande grupo I compreendem:

1 — Pedras naturais e artificiais
2 — Madeiras
3 — Metais

os do grande grupo II

1 — Argamassas
2 — Asfálticos
3 — Impermeabilizantes

e os do grande grupo III

1 — Vidros
2 — Vernizes
3 — Materiais isoladores
4 — Materiais de revestimento
5 — Anilinas, etc.

I — Materiais principais

1 — *Pedras naturais*

Poderemos dividir esta classe de pedras quanto à sua origem, em:

a) Eruptivas
b) Sedimentares
c) Metamórficas.

a) *Eruptivas*

Nunca apresentam estratificações bem marcadas e antes são maciças, introduzindo-se no seio de outras rochas. Podemos ainda subdividi-las em:

— Vulcânicas
— Plutónicas.

As primeiras, como a palavra diz, espalham-se à superfície da terra sob a forma de lava; são rochas superficiais. As segundas pelo contrário, são rochas de profundidade, que não chegaram à superfície da terra, senão depois de terem passado determinadas transformações metamórficas. Por experimentarem um resfriamento muito lento apresentam-se sempre com uma textura granular porfírica ou compacta. Pertencem a êste grupo: os granitos, dioritos, olivinas, basaltos, traquites, serpentinas, pórfiros, etc.

b) *Sedimentares*

As rochas eruptivas desagregando-se por acções mecânicas ou químicas, novamente se unem devido a grandes pressões ou graças à presença de cimentos especiais; distinguimos, por isso, os

— Sedimentos mecânicos
— Precipitados
— Organogénicos.

Os primeiros são formados pela acumulação de detritos provenientes da desagregação de rochas preexistentes.

Os segundos, formados pela precipitação directa de substâncias dissolvidas na água.

E os últimos formados pela acumulação de restos orgânicos.

Enquanto que as rochas eruptívas se nos apresentam sob a forma de

— batólitos
— lacólitos e
— filões eruptivos, no interior;
— capas
— torrentes e
— cúpulas, à superfície;

as rochas sedimentares apresentam-se-nos por camadas ou extractos, cuja espessura pode ir desde a da fôlha de papel até formidáveis espessuras com dezenas de metros.

São exemplos de rochas sedimentares os burgaus, os cascalhos, os conglomerados, as areias, os arenitos, os quartezitos, os grauvaques, as argilas e os xistos argilosos (louzas ou ardósias), que preenchem o grupo de origem detrítica.

São rochas sedimentares de origem química, o gêsso (sulfato de cálcio hidratado) e os calcáreos (carbonato de cálcio) — estalactites, estalagmites e calcáreos oolíticos. Finalmente de origem orgânica, que são de todos os mais freqüentes, temos o calcáreo

conquífero, o cré e o calcáreo comum; é nesta categoria que se incluem os carvões minerais — a turfa, o lignito, a hulha e a antracite.

c) *Rochas metamórficas*

Estas não são mais que rochas sedimentares ou eruptivas, profundamente transformadas, sob a acção de agentes de metamorfismo — mineralizadores, altas temperaturas ou grandes pressões.

São exemplos dêste tipo de rochas os gneisses, os micaxistos, os filitos e os mármores.

***

As propriedades gerais que caracterizam qualquer rocha são:

a — Densidade
b — Estrutura
c — Conductibilidade térmica
d — Porosidade
e — Humidade natural
f — Alterabilidade
g — Condições geológicas do afloramento
h — Côr

a) *Densidade*

A média da densidade relativa das pedras naturais empregadas na construção civil está compreendida entre 2 e 3.

b) *Estrutura*

A estrutura pode ser, cristalina ou amorfa. Nas estruturas cristalinas podemos distinguir as seguintes formas:

compacta — uma massa homogénea
granular — com grânulos cristalinos de disposição regular (uniforme) ou irregular (desigual)
listrada — em que os minerais se dispõem em filas paralelas
isótropa — sem direcções definidas
porfírica — cristais dispersos em fundo compacto
vítrea — de contôrno indefinido
oolítica — reünião de grânulos esféricos maiores ou menores
brechiforme — quando apresenta fragmentos de tamanhos variáveis e de forma angulosa
amigdalóide — com cavidades de forma ovóide ou esférica, cheias de minerais estranhos
conglomerada — com grãos arredondados, aglomerados por um cimento.

Além disso as rochas podem ser porosas ou compactas; podendo estas últimas decompor-se em:

cavernosas — com cavida desgrandes e angulares
celulares — com buracos arredondados
esponjosas — com paredes delgadas entre os poros que lhe enchem a massa.

Contra a corrente muitas vezes seguida, diremos que são excelentes materiais de construção as pedras porosas que nos garantam a resistência necessária, porque

— são más condutoras do calor
— permitem a renovação do ar
— são muito pouco pesadas, etc.

c) *Conductibilidade térmica*

Duma maneira geral as trocas normais de temperatura não influem de modo sensível na resistência das pedras. Escolheremos contudo sempre as pedras de fraca conductibilidade térmica para as fachadas Sul das construções e assim agüentarão melhor as grandes trocas de temperaturas que se dão em especial, no inverno.

d) *Porosidade*

É a porosidade uma propriedade favorável nas pedras empregadas para a constru-

ção de habitações, pois permite a renovação de ar no interior, tendo ao mesmo tempo a propriedade de serem más condutoras do calor. É necessário, porém, nestes casos, isolar bem os sobre-leitos dos alicerces para que a humidade de subsolo não suba, por capilaridade, para a parte superior das paredes.

e) *Humidade natural*

Devem as pedras a empregar na construção apresentar-se sêcas, isto é, não contarem já a humidade da pedreira ou do depósito.

f) *Alterabilidade*

Prejudicando as pedras da construção, modificam o seu predicado de durabilidade: a água, o vento, a chuva, a neve, o calor, operando fìsicamente ou produzindo reacções químicas. O oxigénio, especialmente nas rochas que contêm compostos metálicos, determina oxidações que as desagregam dentro em pouco. Êstes fenómenos são acompanhados pela modificação da côr superficial.

Os organismos vegetais intervêm mecânicamente (raízes das árvores) ou indirectamente pela introdução da água e do gêlo nas fendas assim abertas; ou ainda quìmicamente (acção do ácido húmico).

g) *Condições geológicas*

São causa determinante de formação de proeminências cavernosas, superfícies de separação e de ruptura, petreficação das fendas formadas, etc.

h) *Côr*

A côr das pedras é-lhes dada pelos minerais que a constituem; assim nós poderemos conhecer a presença do ferro por uma coloração avermelhada, parda, amarela ou negra; o manganésio que dá tonalidades que vão do violeta ao avermelhado; o crómio pelas côres amarelo, verde e vermelho, etc. Estas côres não significam que as pedras que as apresentam estejam a começar a decompor-se. O polimento fá-las realçar e produz algumas vezes um material mais rico que o mármore especialmente nos granitos polidos.

***

Passemos agora a analisar as diversas pedras usadas na construção civil, marcando as suas propriedades mais características.

A — Rochas erruptivas

a) *Granitos*

Constituídos por quartzo, mica e feldspato; de grão grosso, médio ou fino, sendo o melhor granito o de grão regular e pobre em mica. Há ainda o granito porfiróide ou dente de cavalo, com grandes cristais de feldspato, sobressaindo de uma massa geral de grão muito menor. Além disso temos

— Granito de mica preta
— » » » branca
— » » duas micas

Resistências normais do granito:

R_c	(Coeficiente de ruptura à compressão)	= 1600	kg/cm²
R_t	(» » » » tracção)	= 30	»
R_f	(» » » » flexão)	= 140	»
R_{ct}	(» » » ao corte)	= 80	»

Aplicações — É o granito um ótimo material de construção de duração quási indefinida. Aplica-se em tôda a classe de construções e o seu emprêgo não se generaliza mais porque é, relativamente, um material caro e difícil de trabalhar. Ùltimamente está a ter um emprêgo enorme em pavimentações de ruas (paralelipípedos e cubos); neste caso deve rejeitar-se o material que apresente muita mica. Pode considerar-se o granito como um material refractário.

Está também, modernamente, a tomar grande vulto no nosso país o emprêgo do granito polido, especialmente em lambris

decorativos; o efeito obtido é mais rico do que se tirava com o mármore. Cêrca de 1/5 do solo Português é formado por granitos, estando espalhados extensos batílitos, sobretudo ao Norte do Tejo. A carta geológica de Portugal apresenta os ditos batólitos com manchas róseas, marcados com a letra γ.

b) *Dioritos*

Constituídos essencialmente por plagióclase e hornblenda. A plagióclase dominante é a andesite; muitas vezes a augite substitue a hornblenda.

Os dioritos são vulgarmente esverdeados, mais ou menos escuros, podendo ir mesmo até ao negro.

Usados na construção civil quási exclusivamente como material decorativo, não falando nos balastros e pavimentações. No nosso País aparecem numa dupla faixa que passa por Beja, apanhando pequenas manchas no distrito de Portalegre, etc. Na carta geológica de Portugal são manchados de castanho e marcados com a letra Δ.

Resistências:

$d = 2{,}8$ a $3{,}0$
$R_c = 2.000$ kg/cm²
$R_t = 50$ »
$R_{ct} = 90$ »

c) *Pórfiros*

Constituídos essencialmente por quartzo, feldspato alcalino e mica, diferindo apenas do granito pela sua textura porfírica (pórfiro granítico). Apresentam vulgarmente a côr avermelhada. Na construção civil tem quási a mesma aplicação do que os granitos.

Em Portugal, encontra-se numa extensa faixa ao Norte de Beja (na carta geológica, as zonas manchadas a vermelho, marcadas com a letra π).

Coeficiente de rutura à compressão 1800 kg/cm²; densidade = 2,4 a 2,8. Há uma variedade de pórfiros, pórfiro quartzífero, com massa fundamental granítica e separações de quartzo e ortoclase; esta rocha divide-se fàcilmente em cubos e por isso é muito aplicada em pavimentações. Há ainda a variedade de pórfiro sienítico — massa fundamental com predomínio do feldspato; incrustações de feldspato em união com hornblenda augite e biotite, caracterizam os 3 sub-grupos principais.

d) *Sienitos*

Constituídos por feldspato e hornblenda; normalmente aparecem com a coloração verde escura, cinzento ou vermelho a tender para o cinzento. São relativamente brandos, mas mais tenazes que os granitos.

Densidade = 2,5 a 3,0; coeficiente de ruptura à compressão 1300 a 1400 kg/cm².

Muito limitada a sua aplicação na construção civil.

e) *Diabases*

Rochas muito semelhantes aos dioritos, ainda que de côr mais clara e um pouco mais pesadas; decompõem-se fàcilmente pelos ácidos. Os seus componentes essenciais são: a augite e o feldspato. São duras, de estrutura compacta e granular

$d = 3{,}00$
$R_c = 1.900$ kg/cm²
$R_t = 60$ »
$R_{ct} = 96$ »

Adaptam-se a várias aplicações; existem variedades verdes com manchas brancas de belo aspecto decorativo.

f) *Basaltos*

Rochas eruptivas de textura compacta ou porfírica, constituídas principalmente por plagióclase, augite, olivina e minerais de ferro. Os basaltos são escuros e negros, duros e densos

$d = 2{,}8$ a $3{,}3$
$R_c = 2.000$ kg/cm²
$R_f = 200$ »

A sua fragilidade impede o seu emprêgo para talhas delicadas; não resistem ao fogo; admitem só moderada quantidade de água e ligam mal com as argamassas de cal ordinária. Em algumas rochas, sobretudo nas que se empregam para pavimentação, teme-se a rápida decomposição que muitas vezes experimentam sob influência de agentes atmosféricos, desagregando-se. Êste fenómeno nunca foi observado nos basaltos ácidos, é raro nos dolerites (basaltos de estruturo granulosa) da série básica e apresenta-se freqüentamente nos basaltos básicos e compactos. Nada há que nos prediga tão funesta manifestação; contudo teremos um indício da sua probabilidade quando a fractura em vez de ter o aspecto conquiforme normal, se apresenta, áspera, desigual, com superfícies irregulares manchadas tìpicamente, sendo as manchas repartidas em desordem. Essas manchas indicativas da qualidade da pedra, podem provocar-se artificialmente, mantendo delgadas placas do material num banho de água destilada em ebulição. Outro indício seguro, é obtido aquecendo enèrgicamente delgadas placas do dito material e arrefecendo-as sùbitamente; nas pedras defeituosas aparecem fendas capilares de forma radial. Os basaltos aplicam-se em muitas espécies de construções, sobretudo para balastro e brita.

Os dolerites, tendo as mesmas aplicações dos basaltos, a sua estrutura granulosa dá-lhes a vantagem de fazer boa aderência com as argamassas. Os basaltos aparecem em mantos e filões, na Estremadura e Algarve, mas só abundam nos arredores de Lisboa. Na carta geológica de Portugal a êles se referem as manchas vermelhas, marcados com a letra β.

B — Rochas sedimentares

Deter-nos-emos nas seguintes variedades:

a — Conglomerados
b — Arenitos
c — Grauvaques
d — Gêsso
e — Calcáreos

a) *Conglomerados*

São caracterizados pela forma arredondada dos fragmentos reünidos por um cimento (Pudins); ou então por fragmentos de camadas mais ou menos vivas, ligados também por cimento especial (Brechas). O cimento aglutinante varia dumas rochas para outras

$$d = 2{,}2$$
$$R_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Apresentam colorações geralmente claras e tem pouca importância como material de construção restringindo-se a casos locais. Em Portugal encontramos conglomerados em S. Pedro da Cova, Buçaco, Lisboa, etc.

b) *Arenitos*

Grãos de areia de cantos vivos incolores ou esbranquiçados, que se ligam por um cimento especial. Os grãos de areia são quási sempre constituídos por quartzo e conforme a natureza do cimento assim se distinguem os arnitos:

1 — *Siliciosos ou quartzosos* — muito resistentes à acção do tempo e duros, empregando-se com freqüência nas obras de engenharia.

2 — *Calcáreos* — que produzem efervescências em contacto com os ácidos. Não são muito duros e calcinam-se pela acção do fogo. A sua côr é amarelada, ou castanho esverdeado; raramente brancos.

3 — *Argilosos* — formados pela argila, duros ou tenros, que cheiram a barro; apresentam-se às vezes irisados e utilizam-se freqüentemente com o material de construção.

4 — *Ferroginosos* — formados por hematite ou limonite, que coram os arenitos, respectivamente de vermelho ou amarelo. Os de boa qualidade constituem uma pedra de construção de 1.ª ordem.

Ainda há os arenitos margosos e glauconíticos, sem importância para o nosso caso. A uniformidade do grão é característica dos arenitos de boa qualidade. Empregam-se em construção civil nas alvenarias, silharias, pavimentação, escultura, etc. Em Portugal aparecem arenitos em Coimbra, Cartaxo, Silves, etc.

c) *Grauvaques*

Arenitos grosseiros ou finos constituídos por grãos de quartzo e de outros minerais aglutinados por um cimento argiloso, argilo-silicioso ou calcáreo. Caracterizam-se pela heterogeneidade dos seus detritos. Tem côr cinzenta

$$d = 2{,}5 \text{ a } 2{,}8$$
$$R_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

São duras e resistentes aos agentes atmosféricos. Usam-se em silharia e alvenaria; também são utilizados em brita e balastro. Há grauvaques nos distritos do Pôrto, Castelo Branco, Beja, etc.

d) *Gêsso*

É uma rocha sedimentar de origem química essencialmente constituída por sulfato de cálcio hidratado

$$d = 2{,}6$$
$$k_c = 50 \text{ a } 70 \text{ kg/cm}^2$$

algo solúvel na água e pouco resistente às intempéries, não se empregando por isso em exteriores. As amostras de gêsso-rocha são compactas, granulosas e fibrosas; brancas ou diversamente coradas, sendo tôdas riscadas pela unha; nenhuma fará efervescência com os ácidos, nem cheirará a barro quando bafejada.

São variedades principais:

O alabastro, cristalizado, de grão fino, branco ou levemente corado.

A anidrite, ou gêsso anidro

$$d = 3 \text{ a } 3{,}5$$

A pedra de gêsso, nome porque é conhecido o gêsso rocha comum e impuro, é empregada para obter enxôfre e ácido sulfúrico; utiliza-se para fabricar gêsso-estuque (pedra de gêsso cozida e moída) e ainda se utiliza como adubo agrícola.

No nosso País encontramos gêsso em S. Martinho do Pôrto, Alcobaça, Óbidos, Leiria, Pôrto de Mós, Soure, Lisboa, etc.

e) *Calcáreos*

São assim conhecidas tôdas as rochas que são essencialmente formadas por calcite ou carbonato de cálcio, muitas vezes acompanhados por compostos de ferro, etc. A sua estrutura pode ser compacta, granulosa, cristalina ou terrosa. A sua dureza, densidade, côr e condições mecânicas, variam conforme as variedades. Os calcários fazem efervescência com os ácidos com libertação de anidrido carbónico; são rochas pouco duras, riscando-se tôdas com a ponta do canivete, muitas com um alfinete e algumas mesmo com a unha. Portanto são caracteres essenciais destas rochas a efervescência com os ácidos e a fraca dureza.

Provêm da precipitação do carbonato de cálcio, dissolvido em água sob a forma de bicarbonatos

$$CO^3Ca\ OH^2\ CO^2 \longrightarrow (CO^3)^2\ H^2\ Ca$$

podendo esta precipitação fazer-se:

A — Directamente, por evaporação; ou por intermédio de reacções químicas e teremos os calcáreos de origem química

B — Ou ainda por intermédio de sêres vivos e teremos os calcáreos de origem orgânica.

Também há calcáreos de origem detrítica, mas raramente se encontram.

As principais espécies de calcáreos de origem química são:

1 — *Estalactites e estalagnites,* formados por águas que circulam em calcáreos. Usam-

-se como pedras ornamentais e em escultura. Em Portugal são conhecidas as grutas de Santo Adrião (Vimioso) e Alcobertas (Rio Maior).

2 — *Calcáreo oolítico,* esferasinhas concrecionadas em calcáreo compacto, colorações claras ou escuras, não sendo invulgar o vermelho pardo, devido à presença do ferro. As qualidades mais uniformes dão pedra para estatuária; também se emprega em silharia, alvenaria e no fabrico de cal. Em Portugal há calcáreos oolíticos perto da Batalha, em Ançã (pedra de Ançã), etc.

As principais espécies de origem orgânica são:

1 — *Calcáreo conquífero,* constituído por conchas de moluscos, petrificados. Caracteriza-se pela sua elevada dureza e densidade. É uma rocha compacta, de côr uniforme, cinzenta, amarelada ou avermelhada

$$K_c = 700 \text{ kg/cm}^2$$

Emprega-se na fabricação de cal, na construção arquitectónica e na pavimentação.

2 — *Cré,* é um calcáreo branco, pulverulento, que suja os dedos e risca a lousa como o giz.

É constituído em grande parte por restos de foraminíferos.

3 — *Calcáreo comum,* côr variável, uniforme ou variegada, geralmente esbranquiçado; de fractura compacta, aparecendo algumas vezes com vestígios de conchas. Esta rocha é usada para o fabrico de cal viva, como pedra para alvenaria e cantaria, como balastro na pavimentação de ruas, etc. Encontramo-los principalmente na Estremadura e Beira Litoral.

Conhecem-se pelo nome genérico de mármores muitos calcáreos compactos ou granulares, que são caracterizados pela beleza da sua côr, brilho cristalino da sua fractura, facilidades de polido junto com uma notável resistência às acções meteóricas. Os mármores, segundo o fim a que se destinam podem classificar-se em

— Estatuários
— De construção ou arquitecturiais.

Para os primeiros exigiremos a uniformidade de côr, facilidade de serem lavrados, a translucidez; para os segundos atenderemos especialmente à sua resistência à compressão, resistência às intempéries, tamanho e aspecto dos blocos, sua côr, etc.

Como disse, dá-se vulgarmente o nome de mármores a todos os calcáreos que se podem polir; deve porém esclarecer-se que em petografia os mármores são calcáreos metafórficos, como adiante falaremos.

f) *Margas*

São assim designadas as variadas espécies de rochas que se compõem de argila e carbonato de cálcio, cujas propriedades variam segundo a proporção e estado dos componentes. De estrutura compacta ou terrosa, podendo mesmo variar na mesma rocha; é vulgar desprenderem o cheiro característico da argila. Encontram-se as seguintes variedades:

a) Margas calcáreas, em que a quantidade de calcáreo é 75 %, restando 25 % de argila. São de côr cinzenta amarelada e empregam-se para misturar com a argila na indústria cerâmica. Também se empregam no fabrico do cimento.

b) Margas dolomíticas, que, são mais duras e resistentes que as anteriores.

c) Margas argilosas que contêm 80 % de argila e que como as primeiras se empregam na fabricação de cimentos e na indústria cerâmica.

É evidente que estas rochas não têm aplicação directa na construção, pois são de fraca resistência. Contudo as margas calcáreas dolomíticas empregam-se na execução de alvenarias de qualidade inferior.

g) *Rochas desagregadas e de terras sôltas*

1 — Argila, resulta da decomposição das rochas feldspáticas e encontra-se sedimentada com outros materiais rochosos. A argila pura — silicato de alumina hidratada — é branca, mas pela acção do ferro apresenta às vezes côres cinzenta avermelhada, esverdeada ou azulada. Quando húmida é suave e plástica

$$d = 2,2$$

conforme o maior ou menor grau de plasticidade ela é mais ou menos pura; assim distinguiremos

argilas gordas, e
argilas magras.

O caolino é uma argila muito pura ùnicamente misturada com areia quatzosa. É importantíssimo como se sabe, o seu emprêgo na fabricação de porcelana.

De facto não funde ao rubro; mas submetido à cozedura dá um material compacto, branco e duro a que a precursão tira um som nítido e claro.

O caolino é muito abundante na região de Aveiro onde, por isso, se aglomeram importantes fábricas cerâmicas.

2 — Calhaus rolados, gôdo, areia quartzosa, que são materiais detríticos originados pela desagregação de rochas quartzosas. Os calhaus rolados empregam-se em muitas regiões para executar alvenarias; vemos isso, por exemplo, na região de Arganil, onde há edificações muito antigas inteiramente construídas com calhaus rolados. O gôdo é como sabemos usado na confecção dos betons. Quando o diâmetro dos grãos passa abaixo de 3 m/m aparece a areia, que pode ser

Grossa
Média
Fina
Finíssima

conforme os diâmetros dos grãos forem

1,1 m/m
0,5 »
0,5 » a 0,25 m/m
0,25 »

A areia contém sempre, juntamente com o quartzo ou sílica, fragmentos de outros minerais.

A areia mais adequada para construções contém de 5 a 10 % de detritos graníticos feldspáticos ou de rochas idênticas, sendo de grão médio, áspera, de arestas vivas.

O pêso específico aparente será 1,6 no estado sêco, 1,7 com humidade natural e 2,1 molhada.

Emprega-se, como se sabe, na confecção das argamassas e betons, homogeneização de pressões em terrenos de fundação, etc.

C — Rochas metamórficas

Os agentes de metamorfismo — mineralizadores, enormes pressões e altas temperaturas — transformam profundamente as rochas sedimentares e eruptivas, resultando as rochas metamórficas.

Enquanto que, como vimos, as rochas eruptivas se caracterizam:

— Pela ausência de extratificação e xistosidade
— Ausência de fósseis e material detrítico
— Presença de silicatos
— Presença de vidro natural

e as rochas sedimentares caracterizam-se por:

— Ausência de vidro natural
— Extratificação
— Presença de fósseis e material detrítico
— Material móvel

as rochas metamórficas apresentam os caracteres:

— Ausência de fósseis e material detrítico
— Ausência de extratificação
— Xistosidade
— Cristalinidade.

As principais rochas metamórficas são:

— Gneisses
— Micaxistos
— Filitos
— Mármores

a) *Gneisses*. Apresentam-se equivalentes metafórficos dos granitos mas com estrutura xistosa. Ainda da mesma maneira que no granito, segundo a natureza da mica ou do elemento que a substitue, se dividem os gneisses em:

1 — Biotíticos
2 — Moscovíticos
3 — Doblemicáceos
4 — Hornoblêndicos, etc.

$$d = 2{,}4 \text{ a } 2{,}9$$

dureza análoga à do granito.

São os gneisses ricos em quartzo, que se apresentam com maior resistência

$$K_c = 1.700 \text{ kg/cm}^2$$

É um óptimo material de construção e emprega-se especialmente em alvenarias.

As rochas metamórficas localizam-se nas manchas que vêm na carta geológica portuguesa coloridas a róseo-esbatido, marcadas com a letra Z. Os gneisses são correntios perto de Miranda do Douro e Chaves, entre Braga e Valença, a E. e S. E. do Pôrto e no Alto Alentejo.

b) *Micaxistos*. São constituídos por cristais macroscópicos de quartzo e mica. Não têm, como o gneisse, feldspato e além disso possuem uma xistosidade mais aparente. A sua côr varia e pode ser o branco argentino, corado, esverdiado ou acizentado

$$d = 2{,}7$$
$$K_c = 800 \text{ kg/cm}^2$$
$$K_f = 250 \text{ kg/cm}^2$$

São resistentes às intempéries quando a proporção de quartzo é elevada. Como são refractários usam-se no revestimento de fornos; também se usam sob a forma de placas, em revestimentos.

Os micaxistos aparecem em Portugal aproximadamente nas mesmas regiões em que aparecem os gneisses.

c) *Filitos*. É uma rocha pouco empregada na construção civil; é composta de mica, clorite, quartzo, feldespato e minerais de ferro. Tem um brilho geralmente sedoso, chamando-se por isso xistos luzentes; côr avermelhada, esverdeada, acizentada e mesmo, raramente, violeta

$$d = 2{,}7 \text{ a } 3{,}5$$

É pouco dura, conquanto que não se deixe riscar pela unha. São rochas de grão fino como as ardósias e difíceis de se distinguirem à vista desarmada. Contudo os filitos são, em geral, mais duros e luzidios; encontram-se também nas manchas Z da carta geológica e nalguns pontos das manchas castanhas marcadas na carta geológica com Cb_1.

d) *Mármores*. São essencialmente constituídos por grãos cristalinos de calcite; têm como já dissémos ao tratarmos dos calcáreos, os seus caracteres gerais. Provêm da recristalização dos calcáreos sedimentares.

O polimento realça-lhes o brilho, sendo a sua côr uniforme ou variegada. Empregam-se como pedras ornamentais na decoração de edifícios. A sua impermeabilização e facilidade de limpeza, fá-los usar freqüentemente em pavimentos, lambris, no mobiliário, etc.

Em Portugal encontramos mármores em Vimioso, Sintra e Estremoz.

(Continua)

Abacos para o cálculo rápido de estruturas de madeira

precedidos dum breve comentário sôbre a aplicação dêste material

Pelo Eng.º ESTEBAN MASLE SUÁREZ

Resumo — *O autor passa em revista as qualidades e inconvenientes da madeira como material resistente, indicando a sua adaptação a determinadas estruturas, e chamando a atenção sôbre as grandes tensões admissíveis, o pequeno pêso próprio, e a abundância de excelentes madeiras no país (paliativo à actual escacez de ferro).*

Seguem-se os ábacos para dimensionar peças de madeira à flexão simples e compressão, evitando os cálculos embaraçosos e as perdas de tempo, com os exemplos numéricos, e um confronto económico de custos de um mesmo vigamento realizado de betão e de madeira.

A madeira é um material abundante em muitos países, e existe um bom número de espécies que proporcionam uma excelente madeira de construção. No entanto, e a-pesar-das favoráveis condições para o seu emprêgo, a madeira tende a desaparecer como material resistente, sendo substituída pelo betão e pelo ferro.

A madeira possue grandes qualidades de resistência: uma madeira sã e sêca de pinho trabalha perfeitamente à flexão a 80 kg/cm²; a madeira de carvalho a 100 e só betões excepcionais alcançam êstes coeficientes de trabalho. Se se acrescentar a isto o facto de que o pêso específico do betão é 2,4 vezes maior, em números redondos, que o das madeiras mais pesadas de construção, tôdas as vantagens estariam do lado da madeira.

A madeira tem no entanto três grandes inconvenientes: a sua combustilidade, a sua alteração com o tempo e a sua excessiva flexibilidade (o módulo de elasticidade da madeira é em média de 100.000 kg/cm², ou seja, 21 vezes menor que o do aço macio, e 2,1 vezes menor que o do betão à sua tensão de trabalho) o que obriga a dar excessiva altura às vigas, se se quere aproveitar tôda a capacidade de resistência do material, ou senão, obriga a desperdiçar material fazendo-o trabalhar a tensões muito inferiores às máximas admissíveis.

Dos três inconvenientes enunciados, não há nenhum que não possa minorar-se de forma tal, que permita à madeira competir vantajosamente com o betão e com o ferro em determinadas estruturas entre as quais podemos mencionar em primeiro lugar, as coberturas económicas para grandes vãos, os vigamentos dos pavimentos das casas pequenas, tipo casa barata, chalet, e em geral, tôdas as estruturas que devam ser armadas ràpidamente, em lugares afastados (armazéns para colheitas, sondas petrolíferas ou mineiras, etc.) no mínimo tempo, com o mínimo de mão de obra especializada e sem necessidade de máquinas operadoras e de fôrça motriz.

Os meios que a prática consagrou como os mais eficazes para preservar a madeira da acção do fogo, e dos cogumelos, teredos e alternativas de humidade e secura, podem encontrar-se em qualquer manual técnico, de modo que passaremos directamente a tratar o inconveniente construtivo da falta de rigidez.

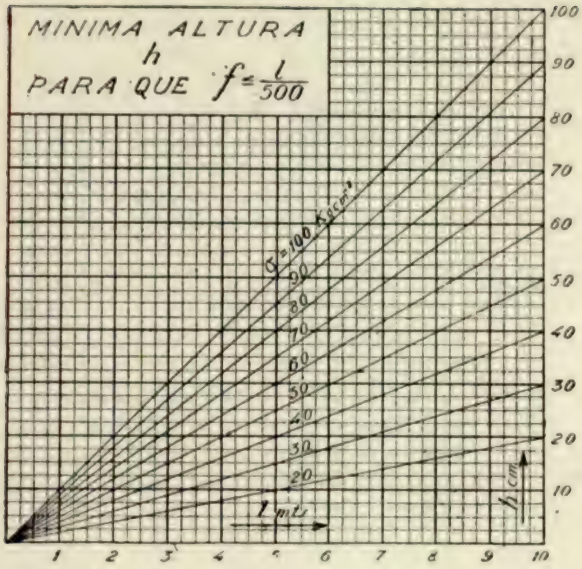
O pequeno módulo de elasticidade é um inconveniente grave nos casos em que, como nos vigamentos de pavimentos, a relação $\frac{\text{altura}}{\text{vão}}$ da viga não pode exceder certos limites. Se a expressão da flexa, no caso de uma viga simplesmente apoiada, submetida a uma carga uniformemente distribuída de p kg/m. l. é: $f = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E I}$ duas vigas de igual vão, igual carga de cálculo p, e igual momento de inércia, mas de material diverso, terão flexas que são inversamente proporcionais aos seus módulos E.

A relação de flexas será: para madeira e betão: $\frac{f_{mad.}}{f_{betão}} = 2{,}1$; para a madeira e ferro: $\frac{f_{mad.}}{f_{ferro}} = 21$. Há que recordar, no entanto, sobretudo para o betão, que p, carga de cálculo em kg/m inclue o pêso próprio, que é cêrca de 4 vezes maior para uma viga de betão que para uma de madeira destinada a suportar a mesma carga útil. Desta forma, o aspecto económico da questão, que é o primordial, é favorável à madeira, e em particular às madeiras duras, que permitem reduzir o volume de madeira a empregar, pelo emprêgo de tensões mais elevadas, compensando assim o seu maior preço por m³.

Passemos agora à

Explicação dos ábacos

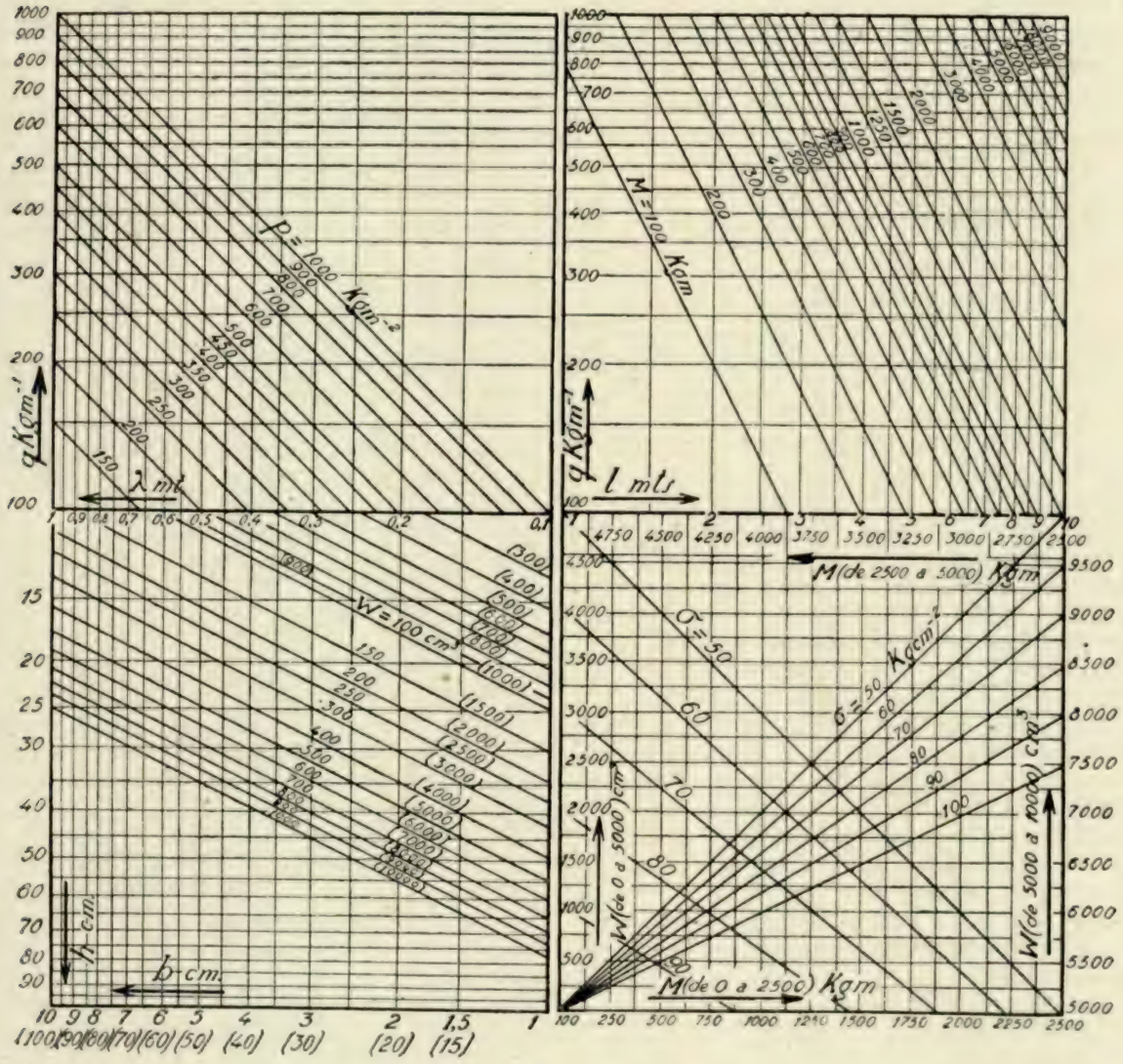
Ábaco 1: — Dá-nos a altura mínima h que deve ter qualquer secção simétrica em relação a um eixo baricêntrico horizontal, para que a flexa não ultrapasse 1/500 do vão l. — Suposta a viga simplesmente apoiada, — em função da tensão máxima a que se quere fazer trabalhar o material.



Àbaco 1

Baseia-se na fórmula: $f = \frac{5\,\sigma\,l^2}{24\,E\,h} = \frac{l}{500}$. Adoptando como valor médio $E = 100.000$ kg/cm², resulta: $h = \frac{2500\,\sigma}{24\,E}\,l$, que, tomando em abcissas l e ordenadas h, é a equação dum feixe de rectas (uma para cada valor de σ). Escusado será dizer que em todos os ábacos se supõe a carga uniformemente distribuída.

Ábaco 2: Êste ábaco dá-nos, em função da carga p em kg/m² de pavimento, de separação λ entre vigas, de vão l dessas vigas e da tensão σ máxima a que se quer fazer trabalhar o material, todos os valores b e h (base e altura da secção rectangular) que dão secções que satisfaçam. Pode-se então escolher um par de valores tais que h seja ou não maior que o dado pelo ábaco 1 (flexa menor ou maior do que $l/500$). Compõe-se de 4 quadros: o primeiro, de abcissas λ e ordenadas q kg m. l. de viga, representa um feixe de hipérboles $p\lambda = q$ (carga por m²; multiplicada pela separação entre viga, igual à carga por m. de viga), que, em eixos logarítmicos, se transforma num feixe



Àbaco 2

de rectas. O segundo, de abcissas l e ordenadas q, representa o feixe de curvas $M = \frac{1}{8} q l^2$, que dá o valor do momento flector para a viga simplesmente apoiada, de vão l e sujeita à carga de q kg m. l.

Como em geral se consideram as vigas como simplesmente apoiadas devido à dificuldade de assegurar a continüidade, é êste o caso mais comum.

Se se realizasse uma viga contínua, poderiam calcular-se os momentos nos vários tramos com as fórmulas aproximadas para tramos aproximadamente iguais, e basta multiplicar para isso o resultado do ábaco por certos coeficientes.

O terceiro quadro, de abcissas M e ordenadas W cm³, representa o feixe de rectas $W = \frac{M}{\sigma}$ com uma dupla escala por razões de espaço. Dá-nos o módulo resistente necessário, em cm³, em função do momento flector e da tensão admitida.

Finalmente o quarto quadro de abcissas b cm e ordenadas h cm representa o feixe de hipérboles $w = \frac{1}{6} b h^2$, que nos dão os infinitos pares de valores de b e h que satisfazem ao valor dado W. Se se quiser que a flexa seja menor que $l/500$, haverá que tomar um valor de h maior ou igual ao dado pelo ábaco 1.

Exemplo

Pretende-se realizar um pavimento para uma casa de campo de 4,50 m por 5 m de vãos.

Por tratar-se de uma habitação, estará coberto superiormente por um soalho de $1 \times 3''$ e inferiormente sustentará um tecto feito de metal distendido e uma argamassa de cimento, cal e areia (57 kg/m²).

A carga útil a suportar vale 300 kg/m²). Avaliando em 50 kg/m² o pêso próprio da viga e soalho, resulta uma carga de cálculo $p = 50 + 57 + 300 \cong 400$ kg m².

O ábaco 1 dá-nos, para $l = 4{,}50$ e $\sigma = 80$ kg/cm² (pinho), $h_{min.} = 35$ cm, que é muito grande e não coincide com as secções do comércio, que são geralmente em medidas inglêsas. Se pelo contrário partirmos de uma secção determinada, por exemplo $3 \times 9''$ que é corrente no comércio ($7{,}5 \times 23$ cm), vemos que a madeira trabalhará sòmente a 50 kg/cm².

Fixadas esta secção e esta tensão máxima, passamos ao ábaco 2, para achar que separação λ devemos dar às vigas (essa separação não deve ultrapassar 60 cm para que não flexione excessivamente o soalho do piso).

O quadro 4 dá-nos, para $b = 7{,}5$ cm e $h = 23$ cm, em $W = 700$ cm³.

O quadro 3 dá-nos, para $W = 700$ cm³ e $\sigma = 50$ kg/cm², $M =$ kg. m.

O quadro 2 dá-nos, para $M = 360$ kg. m. e $l = 4{,}50$ m. um $q = 135$ kg m. l.

O quadro 1 dá-nos, para $q = 135$ kg/m. l. e $p = 400$ kg/m², um $\lambda = 0{,}35$ m.

Vemos pois que devemos separar as vigas de 35 cm se usarmos secções de $3 \times 9''$, trabalhando a um máximo de 50 kg/cm².

O número de vigas será, sendo 5 m a maior dimensão a cobrir: 5 m/0,35 m = 15 vigas, que terão um comprimento de 67,50 m e representam um cubo de madeira de 1,16 m³.

Ábaco 3: — Êste ábaco serve para calcular as dimensões transversais de pilares trabalhando à compressão. Consta também de 4 quadros:

O primeiro, de abcissas (l/b) relação entre a altura e a menor dimensão da secção transversal, e ordenadas w, coeficiente de encurvadura, permite-nos achar êste em função de (l/b). Resulta de aplicar a fórmula de Tetmajer: $K_p = K_c\,(1 - 0{,}00662\,\lambda)$. Sendo K_p a tensão de rotura por encurvadura, K_c e tensão de esmagamento ou de rotura por compressão simples (sem encurvatura), e λ um coeficiente, que para a secção rectangular vale $3{,}46\,(l/b)$.

Daqui tira-se que $w = \frac{k_c}{k_p} = \frac{1}{(1 - 0{,}0232\,l/b)}$, que como se vê, tomando como abcissas (l/b) e como ordenadas w, êste é independente da espécie de madeira empregada. Não é aplicável à fórmula de Eüler dentro dos limites práticos porque a de Tetmajer é válida desde $\lambda = 1{,}8$ até $\lambda = 100$.

O segundo quadro, de abcissas N ton. (carga real), e ordenadas w representa o feixe de hipérboles $c^{te} = w N$, que em eixos logarítmicos é um feixe de rectas, e dá-nos os valores das cargas de cálculo, resultantes de multiplicar a carga real N pelo coeficiente de encurvadura w.

O terceiro quadro, de abcissas σ (compressão admitida em kg/cm²) e ordenadas F cm² (secção necessária) representa o feixe de hipérboles $F\sigma = w N$, que aqui é um feixe de rectas, e permite achar imediatamente a secção necessária.

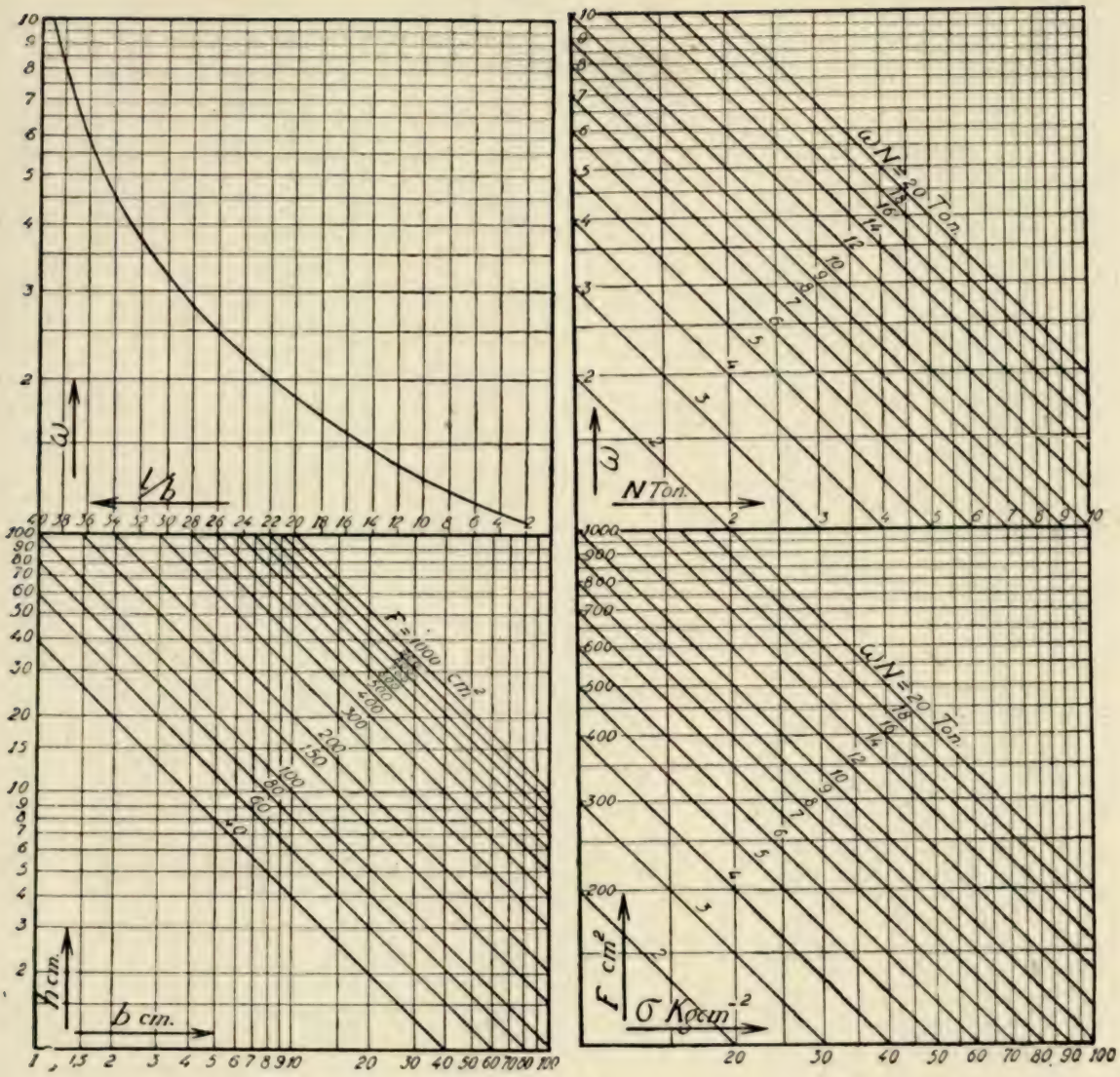
Finalmente o quarto quadro, de abcissas b e ordenadas h, representa o feixe de hipérboles $b\,h = F$, e dá os infinitos pares de valores de b e h que satisfazem a uma secção F determinada.

Estamos já em condições de calcular as dimensões de um pilar de madeira, trabalhando à compressão:

Exemplo

Calcular as dimensões de um pilar para suportar a carga de 4,5 ton. tendo uma altura de 4 metros. Sabendo que a compressão admitida é de 150 kg cm² para a madeira de carvalho (convém usar sempre madeira dura nos pilares, devido à sua maior carga de segurança σ e à sua menor contracção por secagem) procuramos directamente nos quadros 3 e 4 qual seria a secção necessária supondo $w N = N$. Encontramos $F = 30$ cm² que é evidentemente muito pouco (o ábaco indica que uma secção quadrada de $F = 30$ cm² tem cêrca de 5,5 cm de lado).

Adoptamos então como valor de F para a segunda tentativa, secção quadrada de 60 cm², ou seja, cêrca de 8 cm de lado. Calculamos $(l/b) = 400/8 = 50$, que sai



Ábaco 3

fóra dos limites do quadro, e indica que w é maior do que 10, pelo que vemos que a secção de 60 cm² é ainda insuficiente. Arbitremos então uma secção de 15×15 cm, ou seja, 6×6'': resulta $l/b = 400/15 = 26{,}5$, donde $w = 2{,}60$; $wN = 12$ ton. Como $\sigma = 150$ kg/cm² (como o ábaco chega só até 100, toma-se $\sigma = 15$ e divide por 10 a secção F que resulta), encontra-se $F = 80$ cm² que é muito menos do que 15×15 cm = 225 cm². A verdadeira tensão a que está a trabalhar o pilar também se pode calcular pelo ábaco (quadro 3) entrando com $F = 225$ cm² e $wN = 12$ ton.

Acha-se então $\sigma = 53$ kg/cm².

Do exemplo explicado, e da simples observação do quadro 1, se deduz a grande importância do coeficiente λ.

Vê-se que para as dimensões comuns dos pilares para andaimes ou casas (apoios de galerias) a relação l/b oscila entre 20 e 30, resultando a carga de cálculo de duas a três vezes maiores que a carga real.

Êste mesmo ábaco pode servir para calcular as dimensões de peças sujeitas à tracção, utilizando para isso sòmente os 2 últimos quadros e chamando a wN a fôrça real de tracção.

Cálculo comparativo dos custos dum vigamento para pavimento em madeira e betão

A) — *Em madeira:* Consideremos o vigamento do exemplo indicado anteriormente: 4,5×5,0 m de vão de cálculo; que necessitavam de 15 vigas de 3×9'' de secção, que totalizavam 67,5 m de comprido que correspondia a 1,16 m³.

A carga útil a suportar era de 300 kg/m².

Utilizando pitchpine, e contando com um preço de 1.000$00 o m³ de madeira, ou seja, a 17$20 o metro de comprimento de viga, resulta a estrutura resistente a: 17$20 × 67,5 = 1.160$00.

B) — *Em betão:* Adoptando como tensões de trabalho 1200 kg/cm² para o ferro, e 40 kg/cm² para o betão, resulta

$$M = \frac{q\,l^2}{8} = \frac{300 \times 20{,}25}{8} = 762 \text{ kg. m.}$$

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}363\sqrt{762} = 10 \text{ cm}$$

Como em M não incluimos o pêso próprio, aumentamos h e adoptemos $h = 13$ cm.

Resulta:

$$F_e = u.\,b.\,h = 0{,}0119 \,.\, 13 \,.\, 100 = 15{,}5 \text{ cm}^2 \text{ m}$$

Verificação:

Pêso próprio: $0{,}13 \times 2400 = 273$ kg/m²

Logo:

Carga de cálculo = 573 kg m²

$$\text{Momento flector} = \frac{573 \times 20{,}25}{8} = 1450 \text{ kg. m.}$$

$$h = 0{,}363\sqrt{1450} = 13{,}6 \text{ cm}$$

Não vale a pena refazer o cálculo.

Logo o vigamento absorve:

$4{,}5 \times 5 \times 0{,}13 = 2{,}925$ m³ de betão e

$0{,}155 \times 4{,}5 \times 5 \times 7700 = 270$ kg de ferro.

Sendo os custos os seguintes:

Para 1 m³ de betão:

300 kg de cimento.....	(19$50/50 kg).....	117$00
0,50 m³ de areia	(65$00/m³).....	32$50
0,70 m³ de pedra.....	(60$00/m³).....	42$00
$\frac{270}{2{,}925} = 92$ kg de ferro...	(6$00/kg).....	552$00
	Total de materiais.....	743$50
Mão de obra (76 % do cimento, areia e pedra)		145$00
Cofragem (35 % » » » » »)		67$00
	Custo do m³ posto na obra.....	955$50

O vigamento custa: $2{,}925 \times 955\$50 = 2.800\$00$.

A economia realizada com o uso da madeira, no preço de custo, é então de:

$$\frac{2800\$00 - 1160\$00}{2800\$00} \times 100 = 58{,}7\ \%$$

(Da revista *Ciencia y Tecnica*)

PUBLICAÇÕES RECEBIDAS

Não periódicas

Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos — Serviços de Fomento Mineiro: Alguns Jazigos do Alentejo — Jazigo de Montemor-o-Novo.

Govêrno Geral de Angola — A cultura algodoeira em Angola.

Secretariado de Propaganda Nacional:

Portugal e a Santa Sé — Concordata e Acôrdo Missionário de 7 de Maio de 1940.

Pousadas do S. P. N.

Publicações periódicas

ALEMANHA

EL PROGRESO DE LA INGENIERIA — Junho de 1943.

REVISTA SIEMENS — N.º 2 — 1943.

ARGENTINA

LA INGENIERIA — Janeiro de 1943.

ESPANHA

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS — Junho de 1943.

CEMENTO — Junho de 1943.

DYNA — Junho de 1943.

HUNGRIA

TECHNIKA — Junho de 1943.

ITÁLIA

ANNALI DEI LAVORI PUBBLICI — Setembro de 1942.

L'ELLETTROTECNICA — N.ºs 8, 9, 10 e 11 de 1943.

L'ORGANIZZAZIONE SCIENTIFICA DEL LAVORO — Junho de 1943.

PORTUGAL

BOLETIM DA COMISSÃO DE FISCALIZAÇÃO DAS ÁGUAS DE LISBOA — 1.º semestre de 1943.

BOLETIM DA SOCIEDADE DE GEOGRAFIA DE LISBOA — Março-Abril de 1943.

BOLETIM DA MOCIDADE PORTUGUESA — Junho de 1943.

BROTÉRIA — Junho de 1943.

CLÍNICA HIGIÉNE E HIDROLOGIA — Maio de 1943.

ESTUDOS — Abril de 1943.

INDÚSTRIA PORTUGUESA — Junho de 1943.

MEDICINA — Maio de 1943.

OCIDENTE — Junho de 1943.

REVISTA DA ORDEM DOS ENGENHEIROS — Maio-Junho de 1943.

REVISTA DE ARTILHARIA — Junho de 1943.

SEARA NOVA — N.ºs 828 a 831.

SCIENTIA — 1942.

TABELAS TÉCNICAS

PARA

ENGENHARIA CIVIL

Compiladas por Nuno Abrantes
e A. Celestino da Costa

Sob a direcção do Prof. Vicente Ferreira

À Venda na

REDACÇÃO DA TECNICA

Preço 45$00

Para Assinantes 40$00

SOCIEDADE INDUSTRIAL METALURGICA

Responsabilidade Limitada

(REGISTADO)

SERRALHARIAS,
CALDEIRARIA,
FERRARIA,
FUNDIÇÕES

ESCRITÓRIO

Rua de S. Tiago, 13

LISBOA

Telefone 26572

Cimento «Liz» hidrofugado «N»

PRÓPRIO PARA

IMPERMEABILIZAÇÃO DE OBRAS

REBOCOS, FUNDAÇÕES, PAREDES, ETC.

Substitue com vantagem de ordem técnica e económica todos os impermeabilizadores conhecidos.

Em sacos de papel de 50 quilos

Peçam instruções para o seu emprêgo

Sede: Rua do Cais de Santarém, 64, 1.º — LISBOA
Filial: Rua de Santo António, 190-A, 1.º — PORTO

Agentes em todo o País

REPARAÇÃO
CONSTRUÇÃO

DE

APARELHAGEM ELECTRICA, EQUIPAMENTOS RECEPTORES E TRANSMISSORES DE RADIO, INSTRUMENTOS PARA MEDIDAS ELECTRICAS.

Standard Electrica

LISBOA

RUA AUGUSTA, 27

Telefone 23111/23

EMULSÕES

de asfalto para estradas

Todos os tipos e percentagens

TELEFONE 20879

Telegramas: Epalda — LISBOA

FÁBRICA EM SACAVÉM

Granulados de mármores

para exportação e para o país

Mosaicos de granulados de mármore

OS MAIS BONITOS
OS MAIS RESISTENTES
OS MAIS VANTAJOSOS

Soc. Portuguesa CAVAN

Rua D. Estefania, 42

Telefone 47812 — Lisboa

FILIAL NO PÔRTO:

PRAÇA DA BATALHA, 90, 2.º

Ao progresso servem os

APARELHOS KLEINEWEFERS

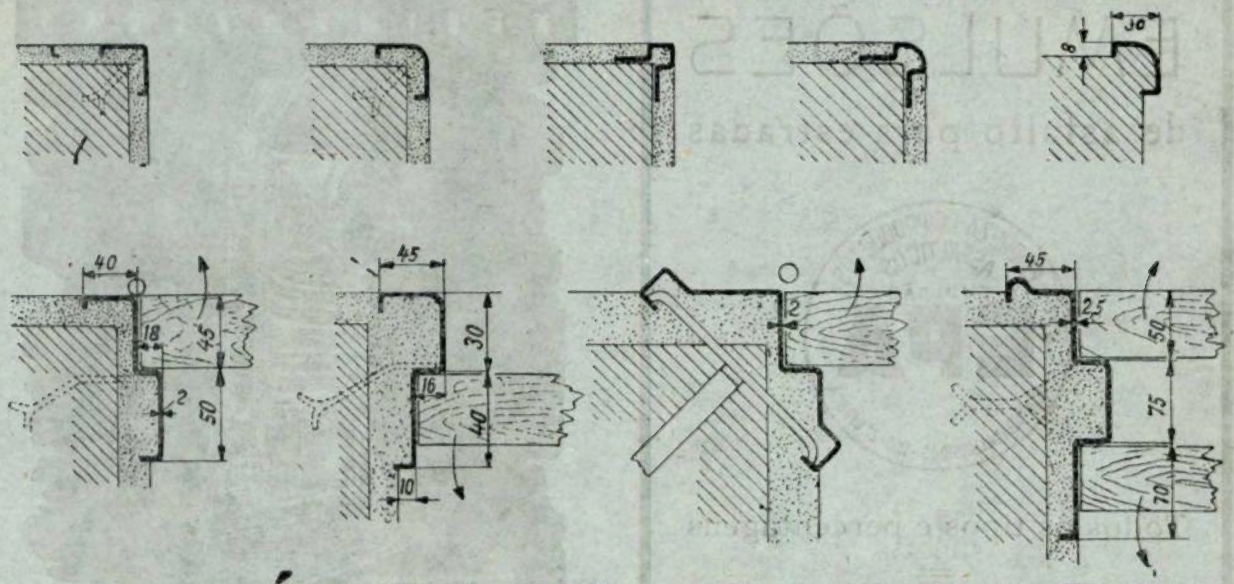
Os vários assuntos a que nos dedicamos, no ramo da construção de máquinas e aparelhos, exigem um trabalho constante e ininterrupto de desenvolvimento. As séries de anúncios que se seguem demonstram a especialidade dos nossos fabricos e o resultado duma perfeita colaboração existente entre todos os que trabalham na nossa emprêsa. Fruto da nossa experiência de muitos anos, as máquinas Kleinewefers significam tradição e progresso no melhor sentido.

JOH. KLEINEWEFERS SÖHNE

KREFELD

BERLIN WIEN HAMBURG

ALGUNS EXEMPLOS DOS PERFIS QUE SE PODEM REALIZAR



LISBOA **FÁBRICA PORTUGAL**

FABRICAÇÃO DE PERFIS DE CHAPA PARA TODOS OS GENEROS DE TRABALHO DE CONSTRUÇÃO CIVIL

UMA REVOLUÇÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Sondages. Etanchements. Consolidations "Procédés Ródio"

Sondagens geológicas

Estudo da resistência e permeabilidade de terrenos; laboratório geofísico

Consolidação e impermeabilização de terrenos e alvenarias por meio de injecções de cimento, produtos químicos, emulsão betuminosa Shellperm, etc.

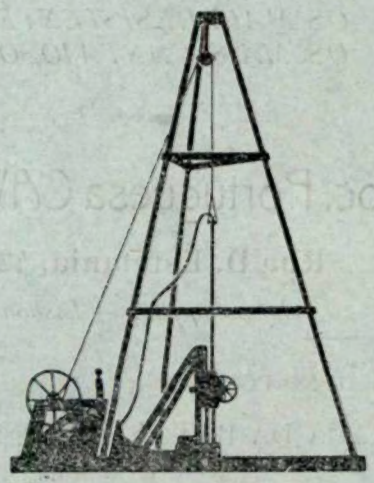
Estacas de beton armado, sistema **Ródio** sem fazer trepidar o solo

Rebocos comprimidos por «**cement gun**»

Fundações em terrenos difíceis por congelação artificial, ou baixando o nível da água friática.

Sociedade Anónima com séde em PARIS

As melhores referências no paiz e no estrangeiro



Engenheiro delegado para Portugal

Walter Weyermann

P. do Município, 32-2.º--LISBOA Tel. 2 8685

Emprêsa de Sondagens e Fundações

Teixeira Duarte, L.da

Sondagens geológicas

—

Consolidações do solo

—

Impermeabilização de rochas

—

Poços artezianos

—

Rebaixamentos do nível freático

—

Captações de água subterrânea

Poço arteziano em Pegões

Fundações de todos os géneros

—

Alicerces económicos

—

Estacas de todos os tipos

—

Consolidação de más fundações

—

Obras hidráulicas

—

Obras subterrâneas

Fundador e Director: **Eng. Ricardo E. Teixeira Duarte**

LISBOA — RUA AUGUSTA, 280, 3.°

TELEFONE 2 3962

SOCIEDADE ANÓNIMA

BROWN, BOVERI & CIE.

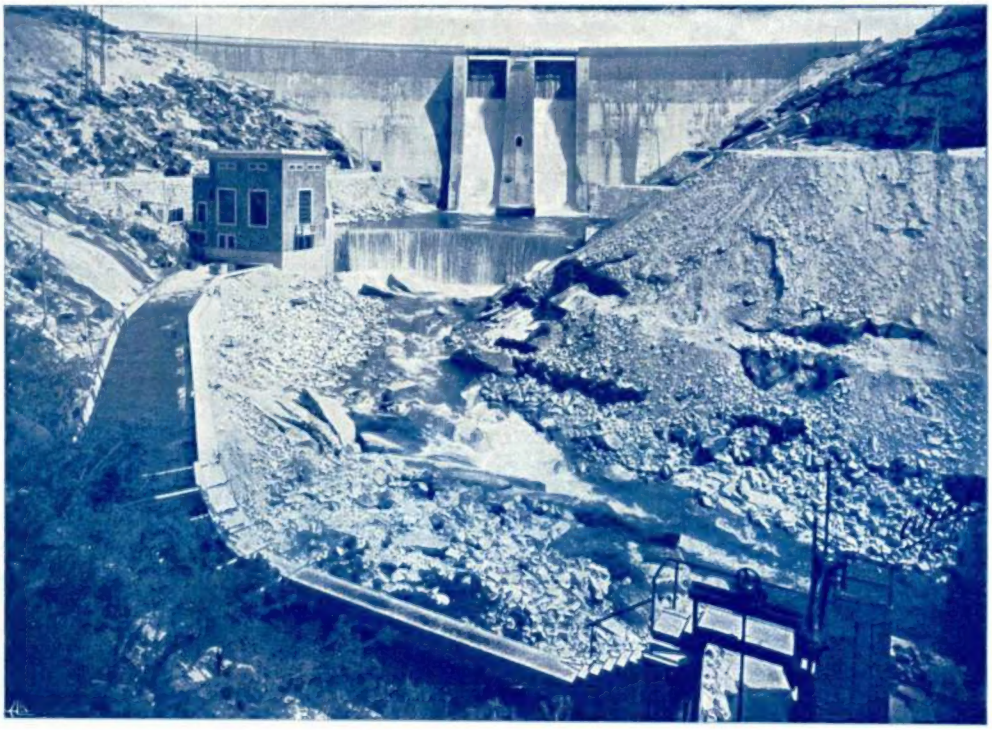
BADEN (SUISSA)

Representante geral para Portugal e Colónias:

EDOUARD DALPHIN

Escritório Técnico: Rua de Passos Manuel, 191, 2.º // PORTO // Tel. 2 411

Máquinas eléctricas, transformadores, mutadores, aparelhos para alta e baixa tensão. Montagem completa de centrais termo e hidro-eléctricas. Electrificação de fábricas e de caminho de ferro. Locomotivas, e auto-motoras eléctricas e Diesel-eléctricas. Máquinas de extracção. Turbinas a vapor. Geradores de vapor Velox. Máquinas frigoríficas. Grupos e transformadores para a soldadura pelo arco. Fornos eléctricos. Comandos eléctricos especiais para tôdas as máquinas utilizadas nas Fábricas de Fiação, Tecelagem, Acabamentos, Estamparia, Cimento, Moagem, etc.



Barragem do Ermal, da Companhia Electro-Hidráulica de Portugal, com 20 milhões de metros cúbicos de capacidade da albufeira. Na parte central, duas comportas automáticas, da casa construtora «Ateliers des Charmilles», de 9 × 5 metros, para a evacuação das cheias. Em baixo, a central automática de Guilhofrei (I) com uma turbina vertical tipo Kaplan (Ateliers des Charmilles) de 2750 cavalos e o canal de condução da água à central do Ermal (central II) com uma turbina vertical tipo Francis de 6250 cavalos (Ateliers des Charmilles) e duas horizontais (Escher-Wyss) de 500 e 1500 cavalos. Tôda a parte eléctrica (alternadores, transformadores, aparelhos de 2000 e 30000 Volts) da casa BROWN, BOVERI & Cie.